

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

Editores

**Alex H. Barbat
Roberto Aguiar**

Revista internacional de Ingeniería de estructuras

EDITORES

Alex H. Barbat

E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España
e-mail alex.barbat@upc.es

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador
e-mail raguiar@espe.edu.ec

COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

G. Ayala

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

J. R. Casas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. E. Klingner

Profesorado Phil M. Ferguson en la
Ingeniería Civil
Universidad de Texas, Austin
Texas 78712, U.S.A.

S. Oller

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. Blázquez

E.T.S. I.C.C.P. Ciudad Real
Universidad de Castilla La Mancha
C/ Camilo José Cela s/n
13071 Ciudad Real

F. J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad
Nacional de Cuyo
Casilla de Correos 405
Mendoza, 5500, Argentina

M. Lafuente

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

M. Ordaz

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

M. Blondet

Facultad de Ingeniería Civil
Pontificia Universidad Católica
Lima, Perú

R. Danesi

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

W. Lobo

Facultad de Ingeniería
Universidad de Los Andes
Mérida, Venezuela

M. N. Pavlovic

Department of Civil Engineering
Imperial College
London, SW7 2BU, U.K.

J. Bommer

Civil & Environmental Engineering
Imperial College
London SW7 2BU
Reino Unido

P. Dechent

Facultad de Ingeniería
Universidad de Concepción
Concepción - Chile

O. López

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

J. Rodellar

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. Boroschek

Dpto. de Ingeniería Civil
Universidad de Chile
Blanco Encalada 2120
Santiago, Chile

L. Díaz

Facultad de Ingeniería
Universidad La Serena
Serena, Chile

B. Luccioni

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

S. E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

L. M. Bozzo

Dpto. de Ingeniería Mecánica y de la
Construcción Industrial
Universidad de Girona
Avda. Luis Santaló s/n
17071 Girona, España

L. Godoy

Dpto. de Estructuras, FCEfy N,
Universidad Nacional de Córdoba
Casilla de Correo 916, Córdoba 5000,
Argentina

R. Meli

Centro Nacional de Prevención de
Desastres
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

L. Suárez

Universidad de Puerto Rico
Recinto Universitario de Mayagüez
Puerto Rico

J. A. Canas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales, y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

J. Grases

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

E. Miranda

Dpto. of Civil and Environment
Engineering
Stanford University
Stanford, California, 94305-4020

C. E. Ventura

Department of Civil Engineering
The University of British Columbia
CEME Building, 2018 - 2324 Main
Mall
Vancouver, B.C. Canada V6T 1Z4

O. D. Cardona

Facultad de Ingeniería
Universidad de los Andes
Aptdo. 4976
Bogotá, Colombia

G. M. Giuliano

Facultad de Ingeniería
Dpto. Ingeniería Civil
Universidad de Concepción
Concepción, Chile

J. L. Almazán

Escuela de Ingeniería
Pontificia Universidad Católica de
Santiago
Santiago de Chile

IMPRESIÓN

Cristina Carrillo Trujillo

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

ISSN 1390-0315

©2009 ESPE, Quito, Ecuador

Revista Internacional de

Ingeniería de Estructuras

Sumario

Volumen 13 y 14, número 1, 2008-2009

Comportamiento sísmico de edificios regulares con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico diseñado conforme al reglamento del distrito federal mexicano Edgar Tapia Hernández y Arturo Tena Colunga	1
Estudio de estructuras de hormigón reforzadas con FRP mediante la teoría de mezclas serie /paralelo Maritzabel Molina, Sergio Oller, Alex H. Barbat y Xavier Martínez	29
Desempeño, riesgo, resiliencia y sostenibilidad William Lobo Quintero	55
Consideraciones acerca de los trabajos de Lagrange sobre pandeo de columnas Gérald Pirard	87
Estudio de la interfaz hormigón-epoxi-frp de un ensayo de doble cortante por medio de la teoría de mezclas serie/paralelo Maritzabel Molina, Juan José Cruz, Sergio Oller, Alex H. Barbat y Luis Gil	99

Revista semestral de la Escuela Politécnica del Ejército Quito, Ecuador.

Revista inscrita en la Hemeroteca Latinoamericana

ISSN 1390-0315

© 2009 ESPE, Quito – Ecuador

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS REGULARES CON MARCOS DÚCTILES DE ACERO CON CONTRAVENTE CONCÉNTRICO DISEÑADO CONFORME AL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL MEXICANO

Edgar Tapia Hernández Estudiante de doctorado, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Edificio P4, 2do Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.
Correo electrónico: etapiah@hotmail.com.

Arturo Tena Colunga Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Edificio 4P, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.
Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx.

1 RESUMEN

El artículo presenta un estudio comparativo del diseño de edificios regulares, resueltos con marcos de acero dúctiles con contravientos concéntricos, a los que se les aplicaron las metodologías de análisis y diseño conforme al método de diseño convencional del cuerpo principal y el planteamiento alternativo del Apéndice A establecido en las Normas Técnicas para Diseño por Sismo (NTCS-2004) del Reglamento del Distrito Federal. Los edificios están ubicados en la zona IIIb de las NTCS-2004 y se diseñaron con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ y asociados a distorsiones que satisfacen las restricciones por desplazamiento cercanas al límite máximo establecidos por las NTCS-2004. Se hicieron comparaciones de ambos diseños mediante análisis estáticos no lineales ante carga lateral monótona creciente (pushover) y análisis dinámicos no lineales ante acelerogramas asociados al sismo de diseño. Los resultados del estudio sugieren la imperiosa necesidad de realizar una revisión integral de los criterios de diseño de las NTCS-2004 para este tipo de estructuras, dadas las grandes reservas de resistencia lateral que lideran a las estructuras a comportarse de manera casi elástica, y que los análisis pushover sugieren mecanismos últimos de falla diferentes e incompatibles a los que se suponen en su diseño.

2 SUMMARY

The results of a study devoted to compare the design of regular 15-story steel buildings structured with special-moment resisting concentric braced frames (SMRCBFs) is presented. The SMRCBFs were designed with the traditional method advocated in the main body of the seismic norms of Mexico's Federal District Code (NTCS-2004), as well as a more modern, alternative method advocated in its Appendix A. Subject building are located in zone IIIb of NTCS-2004 and were designed assuming a seismic response modification factor $Q=4$. Design drifts for subject building were design close to the limiting drift established by the building code. Pushover analyses and nonlinear time-history dynamic analyses were used to evaluate the seismic performance of the resulting design. The results of such analyses show the urgent need of performing and in-depth review of the design criteria of NTCS-2004 for medium-rise and lowrise SMRCBFs in the soft soils of Mexico City, given the large strength reserves that this system develop for designs that fulfill the requirements for the code, as their simulated nonlinear dynamic response suggest a likely elastic behavior under the action of acceleration records related to the maximum credible earthquake. Besides, collapse mechanisms obtained from pushover analyses are very different from the strong-column, weak-beam weaker-brace assumed in a design that fulfills the requirements of NTCS-2004.

1. INTRODUCCIÓN

Con la aprobación y publicación de las nuevas Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-2004 2004) del Reglamento para Construcciones del Distrito Federal de México se introdujo oficialmente un nuevo procedimiento de diseño sísmico en su Apéndice Normativo A cuyo propósito es hacer más transparente el proceso de diseño y liderar hacia una nueva generación de reglamentos de diseño sísmico en México donde los conceptos de diseño por desempeño sean claros y transparentes. Entre otros aspectos, este apéndice aporta requerimientos de diseño que contemplan: un manejo transparente y explícito de las demandas y suministros de deformación en la estructura; un diseño dual que considera criterios de desempeño de Operación Completa y Seguridad de Vida; y una microzonación que permite una mejor caracterización numérica de las excitaciones sísmicas de diseño (Ordaz *et al.* 2003).

Ordaz *et al.* (2003) señalan los fundamentos de la propuesta del Apéndice Normativo A, entre los que destacan los nuevos espectros de diseño elástico, con los cuales se pretende representar de una manera más realista los verdaderos niveles de demanda que se presentan ante los sismos de diseño y reflejar correctamente los niveles de amplificación que se producen en la realidad para diferentes tipos de suelo (Figura 1b) con respecto al método convencional que se viene utilizando a partir del RCDF-87, donde los espectros elásticos de diseño no reflejan las verdaderas demandas elásticas (Figura 1a), sino que inherentemente están reducidos por sobrerresistencia por las razones que se indican en Rosenblueth *et al.* (1989). Ordaz *et al.* (2003) explican detalladamente el procedimiento que se siguió para su obtención, así como las consideraciones para efectuar las reducciones por concepto de ductilidad (Q y Q') y sobrerresistencia (R).

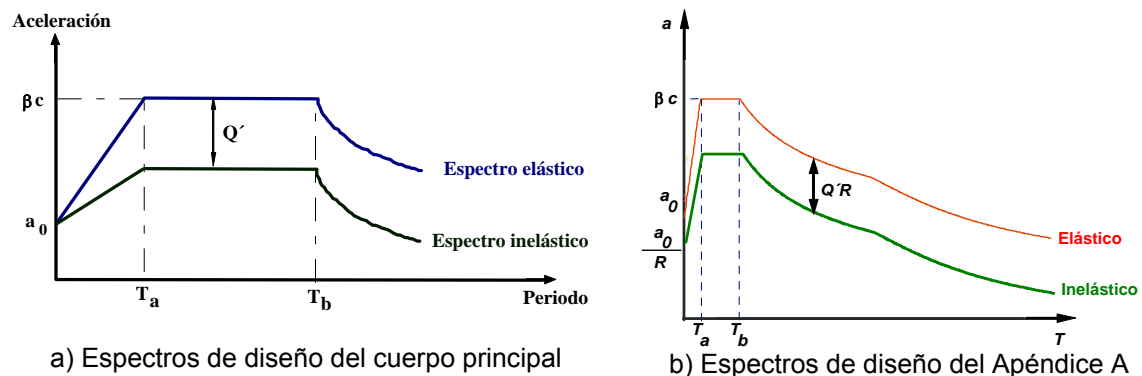


Figura 1 Representación esquemática de los espectros de diseño del cuerpo principal y del Apéndice A de las NTCS-2004 del Reglamento del Distrito Federal mexicano

El nuevo procedimiento de diseño sísmico establecido en el Apéndice Normativo A tiene sólidas bases conceptuales y empíricas para la definición de los espectros de diseño y la interacción suelo-estructura. Sin embargo, también es cierto que varias propuestas, como el factor de reducción por sobrerresistencia, R , se basa en un muy reducido número de estudios de marcos de concreto reforzado bidimensionales, por lo que, como se ha comprobado analítica (Tapia 2005) y experimentalmente (Vázquez 2005), la propuesta de valores de este factor no es representativa de otras estructuraciones, como marcos contraventeados de acero estructural (Tapia 2005) y de estructuras con base en muros de mampostería confinada (Vázquez 2005). Además, la calibración de las demandas de respuesta no lineal esperadas para diseños hechos con el Apéndice A se hizo con base en sistemas de un grado de libertad considerando comportamiento elastoplástico perfecto (Reyes 2004, Ordaz 2004).

Por lo tanto, la evaluación del desempeño estructural de edificios con distintas estructuraciones diseñados conforme al Apéndice A y su comparación con diseños alternativos hechos conforme al método tradicional de diseño del cuerpo principal de las NTCS-2004 es del mayor interés, para valorar los pros y contras que esta novedosa propuesta ofrece.

El presente trabajo presenta solamente una parte de un estudio muy detallado que se presenta en Tapia (2005) y donde se comparan distintos diseños de edificios de acero estructural de 12 y 15 pisos ubicados en la subzona IIIb de las NTCS-2004 y estructurados con base en marcos dúctiles con contraventeo concéntrico para $Q=4$ utilizando: (a) el método convencional del cuerpo principal y (b) la metodología establecida en el Apéndice Normativo A (ANA).

Dado lo extenso del estudio presentado en Tapia (2005), en las siguientes secciones se presentarán sólo algunos de los aspectos más relevantes de la comparación de los diseños obtenidos para $Q=4$ para el edificio de 15 niveles, que son los más interesantes para fines ilustrativos.

2. EDIFICIO EN ESTUDIO Y METODOLOGÍA DE DISEÑO

2.1 Generalidades

El edificio en estudio se supuso situado en la zona IIIb de la nueva subzonificación de las NTCS-2004, para asociarlo a las mayores demandas sísmicas, con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ (figura 2). Adicionalmente, se buscó que su diseño final cumpliera al límite los requisitos por deformación lateral impuestos en cada uno de los planteamientos propuestos en el código, considerando que los elementos no estructurales se encuentran desligados de la estructura. Asimismo, se respetó lo sugerido en las Normas Técnicas sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones (NTCA-2004 2004) para la determinación de las cargas actuantes sobre los modelos.

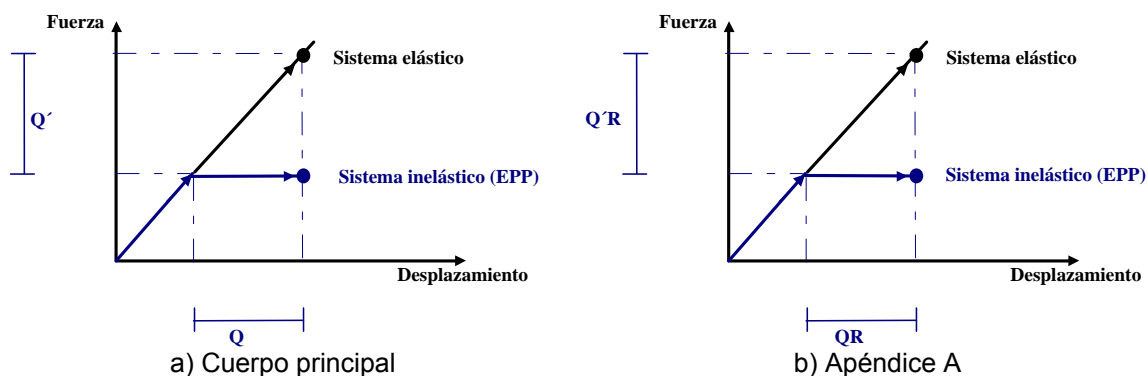


Figura 2 Conceptualización del: a) factor de comportamiento sísmico Q y, b) factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño Q' , de los reglamentos de diseño sísmico de México, considerando que, por simplicidad, se supone que el sistema inelástico equivalente tiene un comportamiento elastoplástico perfecto.

Se supuso que los elementos estructurales de los edificios serían con perfiles laminados de sección I y para observar que no se presentara una dirección global más débil, se alternó la dirección principal de las columnas como se ilustra en la figura 3. Además, se varió la orientación de las trabes secundarias para lograr una mejor distribución de la carga sobre las columnas. El sistema de piso se supuso con Losacero, cuyo diseño se realizó, conforme a las necesidades específicas del proyecto, con ayuda de los catálogos del proveedor.

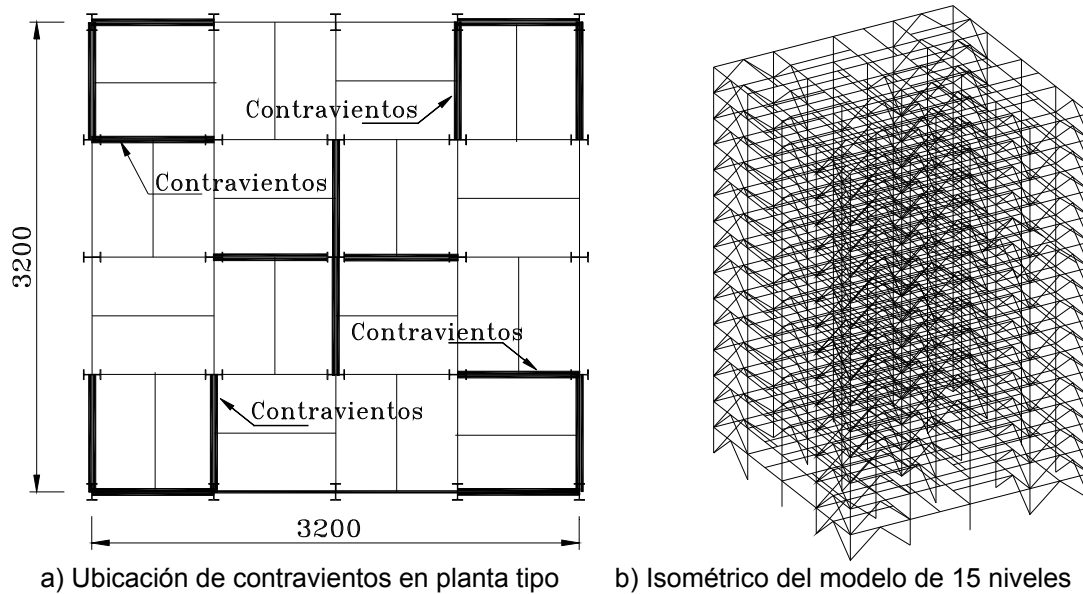


Figura 3 Edificio en estudio.

El acero estructural se consideró tipo A-36, en traveses y contravientos. Las columnas se modelaron con acero tipo A-50, variando la sección transversal de las mismas cada tres niveles. Los elementos se diseñaron con la herramienta de diseño del paquete de análisis estructural empleado (ETABS) considerando los lineamientos del manual Load and Resistance Factor Design (LRFD-96 1996), pero se revisó cumplieran las NTCM-2004 (2004) de México.

2.2 Excentricidad accidental

Conforme a las nuevas NTCS-2004, en el proceso de diseño fue necesario realizar análisis adicionales para considerar el requisito de excentricidad accidental que se plantea por primera vez en el código, en el cual se propone trasladar transversalmente en $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes en cada dirección de análisis, el mismo signo en todos los niveles. Sin embargo, la redacción de este análisis adicional no aclara si la revisión solicita mover la fuerza sísmica $0.1b$ en un eje, mientras que en otro permanezca sobre su origen (figura 4) o si es necesario mover la carga en $\pm 0.1b$ en ambos ejes (figura 5). Por otra parte, el párrafo del requisito citado no aclara si es posible que dado que se está realizando un análisis dinámico, se considere el efecto de la torsión accidental desplazando la masa en $\pm 0.1b$, con lo que se conseguiría la obtención de los elementos mecánicos, aunque conllevaría el cambio de periodo fundamental del modelo T.

Por ello, se estudiaron los modelos sometiéndolos a un primer análisis dinámico en el que se desplazó la masa en $\pm 0.1b$ en ambos ejes, situándola en la esquina 1 de la figura 5. En el segundo análisis se aplicaron los cortantes dinámicos del análisis con el método convencional sin excentricidad como cargas en un análisis estático en la misma esquina 1. En la figura 6 se presentan las distorsiones de entrepiso obtenidas para cada nivel, donde se aprecia que la dirección Y, la distorsión obtenida con el análisis estático es mayor. Como se aprecia, el diseño de los edificios se hizo de manera que esta distorsión fuera muy cercana al límite en el nivel más solicitado. El análisis dinámico originó menores desplazamientos, probablemente debido al acoplamiento de los modos.

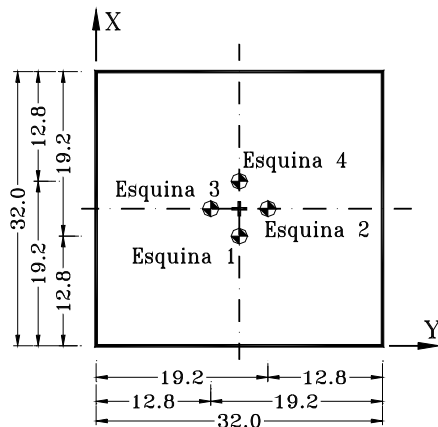


Figura 4 Desplazamiento en $\square 0.1b$, un eje ejes

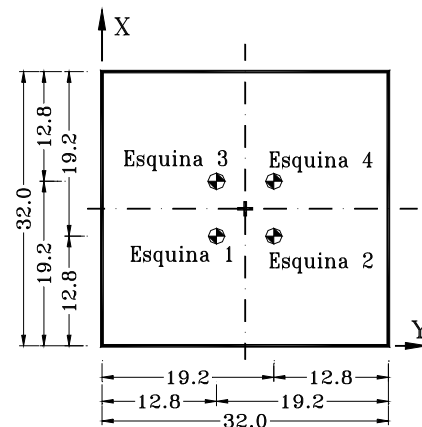


Figura 5 Desplazamiento en $\square 0.1b$, ambos ejes

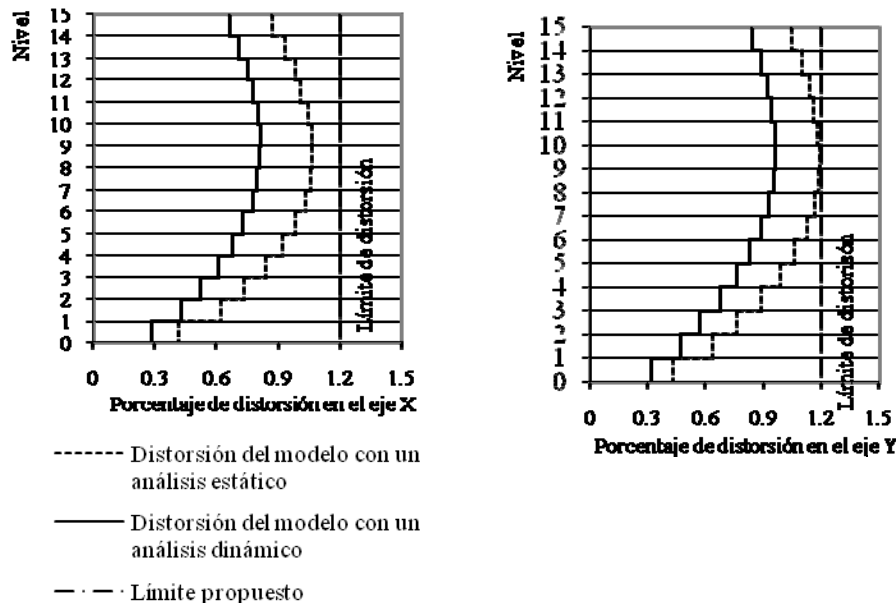


Figura 6 Comparación de las distorsiones de diseño obtenidas de los análisis con excentricidad accidental

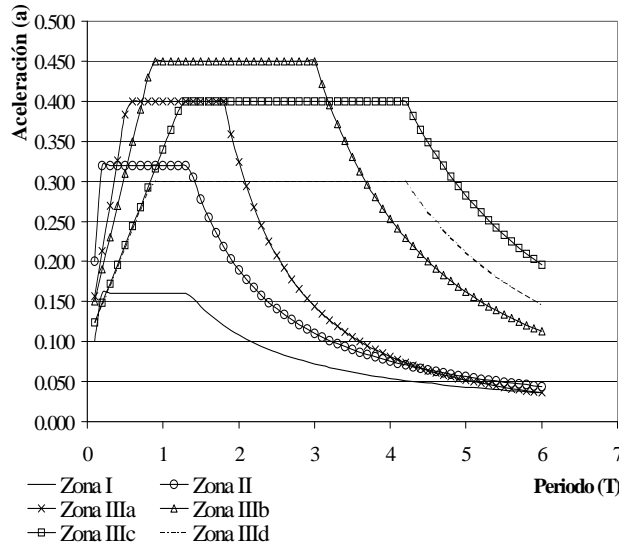
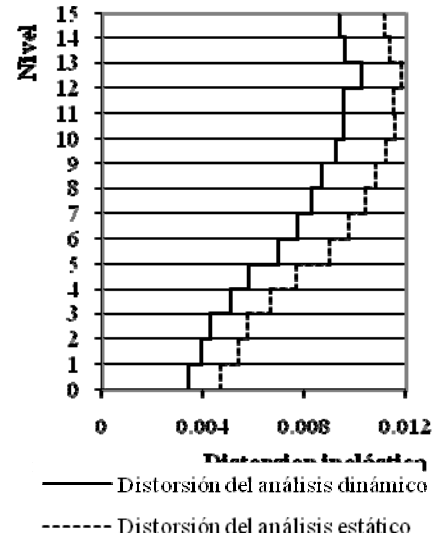
2.3 Diseño conforme al método convencional del cuerpo principal

Con base en lo expuesto anteriormente, en la tabla 1 se resumen algunos de los resultados obtenidos en el análisis dinámico con el método convencional, el estático con excentricidad accidental en la esquina 1 de la figura 5 y el análisis estático sin excentricidad, el cual es necesario para verificar la regularidad de la estructura.

Como se comentó, los modelos se supusieron ubicados en la subzona IIIb. En la figura 7 se presentan los espectros elásticos de todas las subzonas propuestas en la nueva versión de las NTC-2004 para su cuerpo principal, donde se aprecia que la zona IIIb es la que asocia las mayores demandas sísmicas y que el primer periodo fundamental de la estructura (T) analizada se encuentra en la meseta del espectro.

Tabla 1 Resultados de los análisis de modelos considerando el método convencional

Tipo de análisis	1er. Periodo (s)	2o. Periodo (s)	3er. Periodo (s)	Distorsión máxima
Dinámico sin excentricidad	1.272 Traslación X	1.216 Traslación Y	1.159 Traslación X	0.01034
Estático sin excentricidad	---	---	---	0.01189
Estático con excentricidad	---	---	---	0.01195

**Figura 7** Espectros elásticos, zona III de las NTCS-2004**Figura 8** Distorsiones de diseño

En la figura 8 se comparan gráficamente las distorsiones obtenidas en el análisis estático con excentricidad accidental y en el análisis dinámico. La distorsión máxima se presenta en el treceavo nivel. En la tabla 2 se resumen los perfiles de diseño obtenidos para los principales elementos estructurales. Adicionalmente, en la figura 9 se resumen los resultados de diseño obtenidos de la aplicación de la fórmula de interacción para la revisión de las columnas (fig 9a), la revisión de las trabes principales y secundarias (fig 9b) y, por último, la revisión de los contravientos (fig 9c).

2.4 Diseño conforme al Apéndice A

El Apéndice Normativo A (ANA) propone un planteamiento que considera el periodo fundamental del suelo T_s directamente en el diseño sísmico del modelo estudiado. Conforme a este criterio, el modelo debe cumplir dos revisiones por deformación: para limitación de daños a elementos no estructurales y la otra por seguridad contra colapso.

2.4.1 Revisión de limitación de daños a elementos no estructurales

Esta revisión debe cumplir la ecuación 1, por considerar que el modelo propuesto no tendrá elementos incapaces de soportar deformaciones. En ella, δ_{ANA1} es la distorsión elástica obtenida del análisis realizado, Q' es el factor de reducción de fuerzas sísmicas con fines de diseño y R es el factor por sobrerresistencia (figura 10).

$$\delta_{ANA1} \frac{Q'R}{7} \leq 0.004 \quad (1)$$

Tabla 2 Secciones que satisface la revisión de seguridad contra colapso, diseño conforme al método convencional del cuerpo principal de las NTCS-2004

Nivel	Columna	Trabe principal	Trabe secundaria	Contraviento
1	W24"x370	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x5/8"
2	W24"x370	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x5/8"
3	W24"x370	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x5/8"
4	W24"x207	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x5/8"
5	W24"x207	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x5/8"
6	W24"x207	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x1/2"
7	W24"x176	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x1/2"
8	W24"x176	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x1/2"
9	W24"x176	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x1/2"
10	W24"x131	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x1/2"
11	W24"x131	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x3/8"
12	W24"x131	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x3/8"
13	W24"x94	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x3/8"
14	W24"x94	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x3/8"
15	W24"x94	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x3/8"

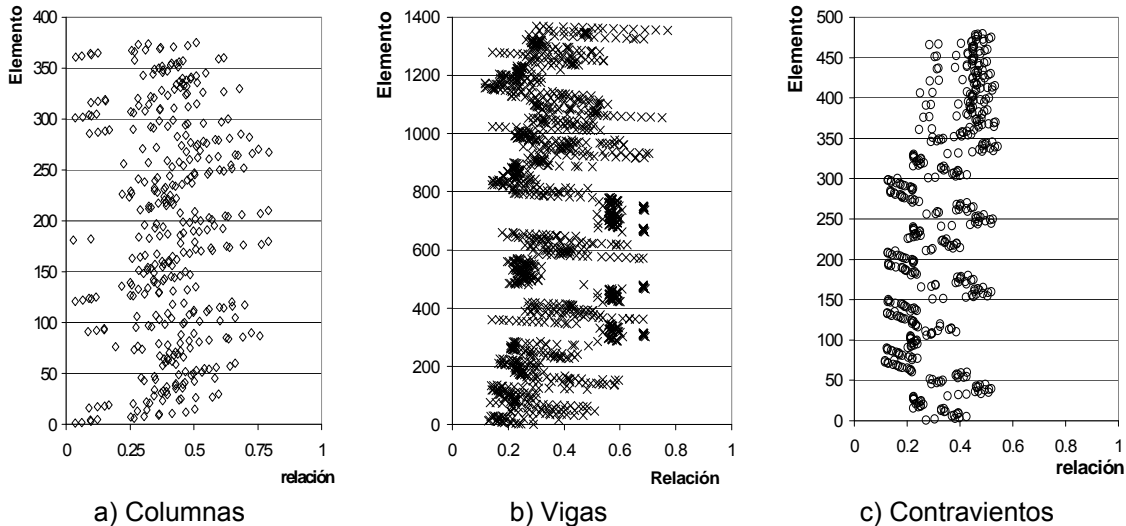


Figura 9 Resumen de las relaciones de esfuerzo de diseño de los principales elementos estructurales, diseño conforme al método convencional del cuerpo principal de las NTCS-2004

Estos factores tienen cierta dependencia del periodo fundamental del suelo T_s , ya que su comportamiento involucra a los periodos T_a y T_b , que se determinan a partir de éste (NTCS-2004, 2004). El factor de reducción por sobrerresistencia (R) es constante a partir del periodo T_a , mientras que el factor de comportamiento sísmico Q permanece constante. En la figura 10 se ilustra la forma en que varían estos factores con el periodo (T), considerando $T_s = 2$ s y $Q = 4$.

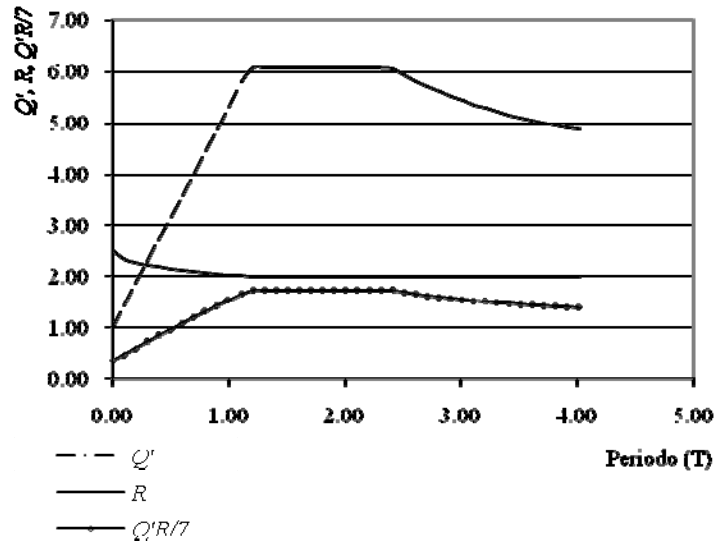


Figura 10 Comportamiento de los factores Q' y R para $T_s = 2.0$ s y $Q = 4$

Despejando de la ecuación 1, es posible obtener una expresión que debe cumplir la distorsión elástica (ec. 2) mediante la cual se satisface la revisión de este primer requisito del ANA.

$$\delta_{ANA1} \leq \frac{0.0280}{Q'R} \quad (2)$$

Ahora, es posible demostrar que la ecuación 3 describe la distorsión elástica máxima que debe tener una estructura en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$, que resulta el caso de la estructura estudiada. En ella, se ha sustituido el valor del factor de comportamiento sísmico Q y se ha supuesto que el factor de reducción por sobrerresistencia es igual a $R=2$:

$$\delta_{ANA1} \leq \frac{0.0140\sqrt{k}}{\sqrt{k} + Q - 1} \quad (3)$$

Se puede concluir entonces que para que un modelo satisfaga esta revisión del ANA, la distorsión elástica debe cumplir con la ecuación 3, que depende únicamente del periodo fundamental del suelo T_s y del factor de comportamiento sísmico Q elegido. El coeficiente k toma valores distintos a $k = 0.35$ sólo para terrenos cuyo periodo dominante sea menor a $T_s < 1.65$ s (NTCS-2004 2004). En caso que el periodo del terreno sea mayor a $T_s > 1.65$ s, la ecuación anterior dependerá sólo del factor de comportamiento sísmico Q .

Por otra parte, la revisión del *método convencional* del cuerpo principal de las NTCS-2004 propone que la rigidez lateral debe cumplir la ecuación 4:

$$\delta_{MC} Q \leq 0.012 \quad (4)$$

Para el intervalo estudiado ($T_a \leq T \leq T_b$), el factor de reducción de fuerzas sísmicas con fines de diseño Q' es igual al factor de comportamiento sísmico Q propuesto inicialmente. Así, buscando una proporcionalidad entre las distorsiones elásticas máximas en ambos razonamientos, para el modelado de una misma estructura que tenga asociado el mismo factor de comportamiento sísmico Q , se propone sustituir la ec. 4, en la ec. 3 como se muestra en la ecuación 5.

$$\delta_{ANA1} \leq \frac{0.0140\sqrt{k}}{\sqrt{k} + \frac{0.012}{\delta_{MC}} - 1} \quad (5)$$

Con base en lo anterior, se puede demostrar que siempre que la distorsión elástica máxima obtenida en el *método convencional* δ_{MC} , de una estructura cuyo primer periodo fundamental T esté en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$, satisfaga la ecuación 5, la revisión por rigidez lateral para la limitación de daño a elementos no estructurales propuesta en el ANA será satisfecha por la estructura para ese mismo factor de comportamiento sísmico Q , sin importar su valor e independientemente del periodo dominante del terreno siempre que este sea mayor a $T_s > 1.65$ s.

Para fundamentar el razonamiento anterior, se propuso analizar la estructura aplicando el espectro de diseño generado conforme al procedimiento planteado en el Apéndice A, para un periodo dominante del suelo igual a $T_s = 2$ s, con un factor de comportamiento sísmico igual a $Q = 4$.

La distorsión elástica resultó ser igual a $\delta_{ANA1} = 0.002259$, conforme a los razonamientos aplicados para obtener la figura 10 (ver NTCS-2004 2004), es posible demostrar que el factor de reducción de fuerzas sísmicas con fines de diseño es $Q' = 6.07$ y que el factor de reducción por sobrerresistencia es $R = 2.0$, por lo que la distorsión elástica para el estado límite de servicio es, aplicando la ecuación 1, $\delta'_{ANA1} = 0.003918$. En otras palabras, en este caso la misma configuración que satisface la revisión para el estado límite de prevención de colapso del *método convencional* del cuerpo principal de las NTCS-2004 también satisface esta revisión del estado límite de servicio del Apéndice A, resultado que ya se esperaba fundamentado en los razonamientos analíticos anteriormente planteados.

2.4.2 Revisión de seguridad contra colapso

La revisión descrita anteriormente, no es la única que se estipula en el Apéndice A, ya que se solicita se realice una revisión de seguridad contra colapso, que representa el primer esfuerzo en códigos mexicanos en hacer un diseño sísmico por desempeño transparente ante los ojos de todo el mundo. En ella, se debe cumplir la ecuación 6 por tratarse de marcos de acero con contravientos concéntricos, donde δ_{ANA2} es la distorsión elástica obtenida del análisis.

$$\delta_{ANA2} QR \leq 0.015 \quad (6)$$

Buscando encontrar una relación entre las dos estrategias de diseño permitidas en las NTCS-200, a partir de igualar los límites de distorsión permitidos para la revisión del estado límite de colapso del *método convencional* (ec. 4) y del Apéndice A (ec. 6) se tiene que:

$$\frac{\delta_{ANA2}}{\delta_{MC}} \leq \frac{0.015Q}{0.012QR} = \frac{1.25}{R} \quad (7)$$

La ecuación 7 representa la proporción entre las distorsiones elásticas entre ambos métodos para el intervalo de periodos considerado, después de haber sido manipulada algebraica y aritméticamente. De su estudio se deduce que, en el intervalo de periodos considerado, para que un modelo que satisface el límite de distorsión para el estado de prevención de colapso establecido para el *método convencional* del cuerpo principal de las NTCS-2004 también satisfaga la restricción de seguridad contra colapso del Apéndice A, tal que $\delta_{ANA2}/\delta_{MC} = 1$, es necesario que el factor de reducción por sobrerresistencia R sea menor a 1.25, lo cual no es posible conforme a las NTCS-2004, dado que el valor mínimo establecido para el factor de sobrerresistencia es $R = 2$. Por lo tanto, en este caso la revisión de seguridad contra colapso rige los diseños por deformación lateral conforme al Apéndice A.

Para ilustrar lo expuesto anteriormente, a la estructura de 15 niveles estudiada con el *método convencional* del cuerpo principal se le aplicó el planteamiento propuesto en el ANA para un periodo dominante igual a $T_s = 2.0$ s. La distorsión elástica máxima equivalente resultó ser $\delta_{ANA2} = 0.002259$, la que se debe multiplicar por el factor QR , que resulta ser $QR = 8$ para $T_a \leq T \leq T_b$. Sustituyendo en la ecuación 6, se demuestra que la distorsión inelástica es igual a $\delta'_{ANA2} = 0.0181 > \delta_{perm} = 0.015$, por lo que no se satisface la desigualdad y, por tanto, esto nos ilustra que el diseño realizado anteriormente para el cuerpo principal no cumple con los límites de distorsión establecidos para el Apéndice A, por lo que estrictamente hablando, ambos planteamientos de diseño no son totalmente equivalentes.

Fue entonces necesario realizar un nuevo diseño con la misma configuración geométrica. El diseño de la estructura se hizo de tal forma que la rigidez lateral satisficiera al límite los requisitos por deformación establecidos en el Apéndice A ($\square \leq 0.015$), por lo que no debe resultar extraño que las secciones transversales de los perfiles estructurales resultantes sean más grandes. Los primeros tres periodos dominantes de la estructura resultaron ser de translación: $T_1 = 1.193$ s, $T_2 = 1.145$ s y $T_3 = 1.060$ s. La distorsión elástica máxima se presentó en el treceavo nivel y fue $\delta_{ANA2} = 0.00186$; tal que al multiplicarla por el factor $QR = 8$, dado que el primer periodo dominante de la estructura está en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$, la distorsión inelástica es (figura 2b) $\delta'_{ANA2} = 0.0149 < \delta_{perm} = 0.015$, que satisface la revisión.

Tabla 3 Secciones que satisface la revisión de seguridad contra colapso, diseño conforme al Apéndice A de las NTCS-2004

Nivel	Columna	Trabe principal	Trabe secundaria	Contraviento
1	W24"x370	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x5/8"
2	W24"x370	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x5/8"
3	W24"x370	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x5/8"
4	W24"x250	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x5/8"
5	W24"x250	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x5/8"
6	W24"x250	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x1/2"
7	W24"x192	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x1/2"
8	W24"x192	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x1/2"
9	W24"x192	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x1/2"
10	W24"x146	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x1/2"
11	W24"x146	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x3/8"
12	W24"x146	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x3/8"
13	W24"x117	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x3/8"
14	W24"x117	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x3/8"
15	W24"x117	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x3/8"

En la tabla 3 se resumen los perfiles de diseño obtenidos para los principales elementos estructurales. Adicionalmente, en la figura 11 se resumen los resultados de diseño obtenidos de la aplicación de la fórmula de interacción para la revisión de las columnas (fig 11a), la revisión de las trabes principales y secundarias (fig 11b) y, por último, la revisión de los contravientos (fig 11c). Cabe señalar que los elementos estructurales obtenidos de este diseño conforme al Apéndice A están sometidos a menores relaciones de esfuerzos actuantes contra esfuerzos resistentes, en comparación con los diseños conforme al *método convencional* del cuerpo principal reportados anteriormente (figura 9), lo que no significa que las secciones propuestas están sobradas, sino que mediante ellas se aportó la rigidez necesaria para salvar el requisito de deformación respetando la configuración elegida.

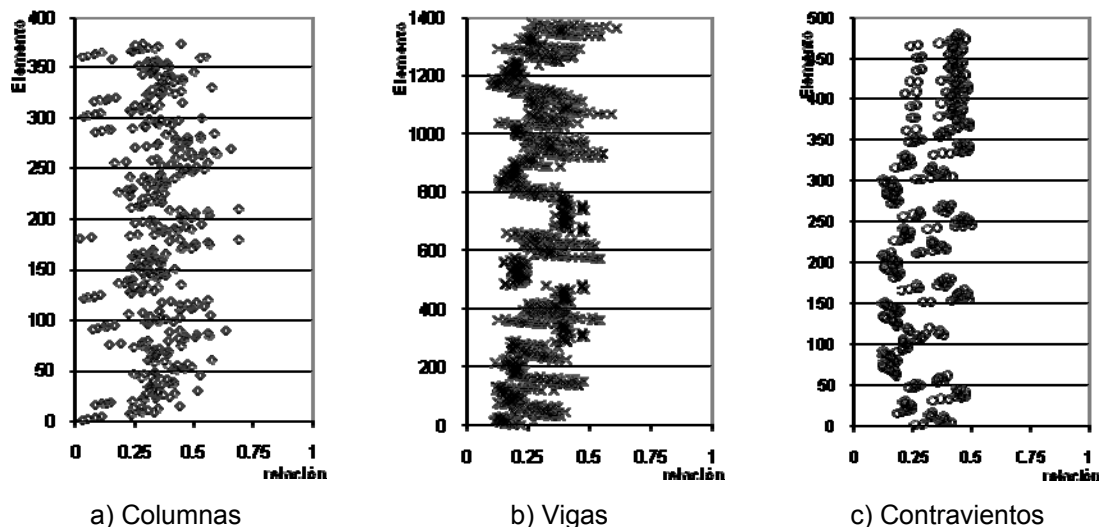


Figura 11 Resumen de las relaciones de esfuerzo de diseño de los principales elementos estructurales, modelo diseñado conforme al Apéndice A de las NTCS-2004

3. ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES

Se presentan los resultados de análisis estáticos no lineales ante cargas laterales monótonas y crecientes (también conocidos coloquialmente con el anglicismo “pushover”) con el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1993), para estudiar el comportamiento de los modelos incluyendo los efectos $P-\Delta$ y sin incluirlos en contravientos y columnas.

Se utilizaron patrones de carga lateral asociadas al mecanismo de columna fuerte - viga débil – contraviento más débil, que se denomina como *método convencional* por ser en teoría el asociado a un diseño conforme a las NTCS-2004, así como patrones de carga lateral idéntico al utilizado en análisis al límite para un mecanismo de onceavo piso débil (no mostrados), por ser el que rigió el criterio con los análisis al límite (Tapia 2005), como se ilustran esquemáticamente en la figura 12.

Los análisis estáticos no lineales se realizaron modelando a los marcos tanto de manera independiente (figura 12) como considerando que todos los marcos en una dirección de análisis trabajan en conjunto, para lo cual fue necesario modelar la acción del diafragma rígido por medio de elementos elásticos axialmente rígidos, como se ilustra en la figura 13. Además, para observar el impacto de la asimetría de los marcos centrales (B, D, 2 y 4, figura 13) se realizaron análisis a los que se cambió el signo de la aplicación de la carga que en el eje X para observar su diferencia. Los detalles de todos estos análisis se reportan en Tapia (2005). Por fines de espacio y claridad, se presentan los resultados de los modelos más completos, que son aquellos donde se considera la acción e interacción de todos los marcos ante carga lateral (figura 13) y donde se incluyeron los efectos de segundo orden.

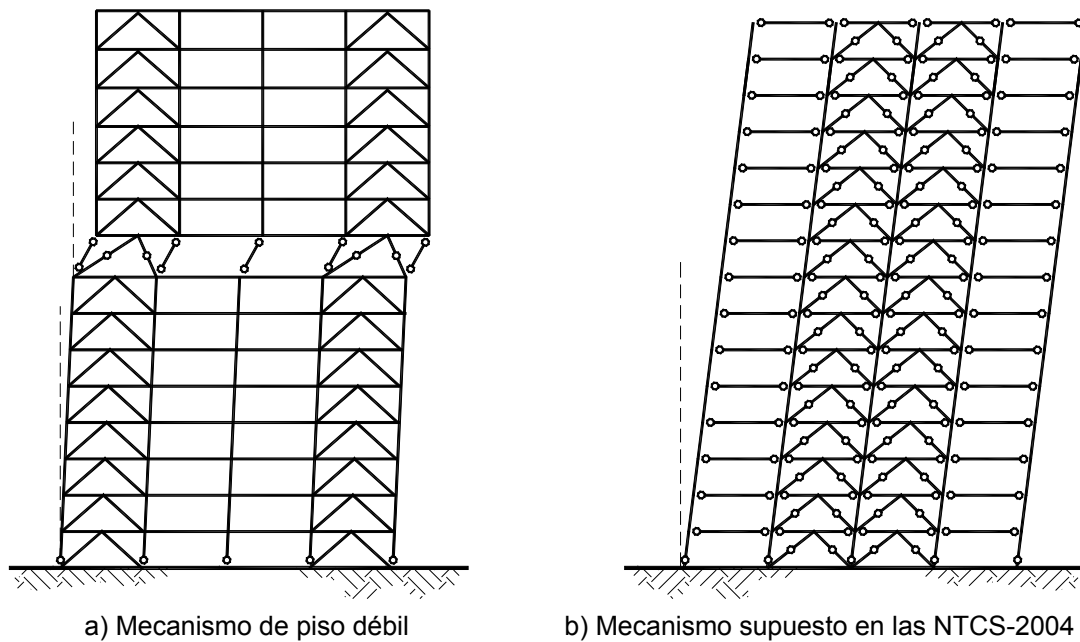


Figura 12 Mecanismo de falla supuesto en los análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente

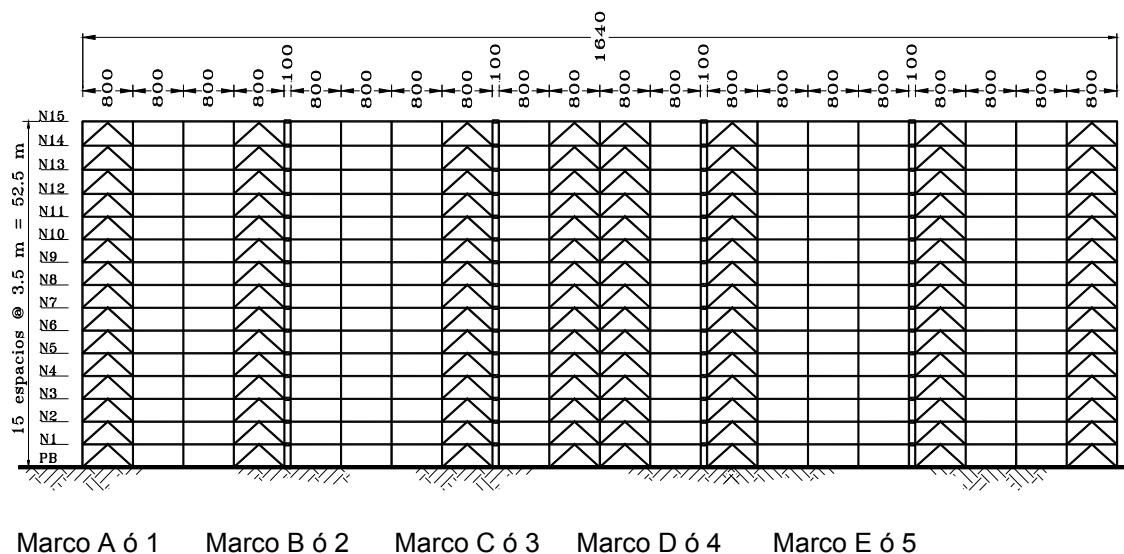


Figura 13 Modelo con distribución de las fuerzas laterales entre los marcos resistentes en la dirección de análisis

Como se reporta con mucho mayor detalle en Tapia (2005), los resultados obtenidos considerando marcos independientes son similares, pero no iguales, a los que se obtienen considerando la interacción de todos marcos, dado que el no modelar la interacción que en ellos impone la rigidez del diafragma no fomenta la redistribución de fuerzas, que es benéfica ante carga lateral. Como se ilustra en la figura 14, obtenida para los modelos diseñados conforme al método convencional del cuerpo principal de las NTCS-2004, la diferencia es mayor para marcos exteriores (marcos A y E) que para marcos interiores (marco C). El cortante basal que resisten en conjunto todos los marcos varía ligeramente entre ambas modelaciones, resultando mayor en un 8.7% cuando se analizan los marcos en conjunto (figura 13) a cuando se calculan de manera independiente y posteriormente se suman (Tapia 2005).

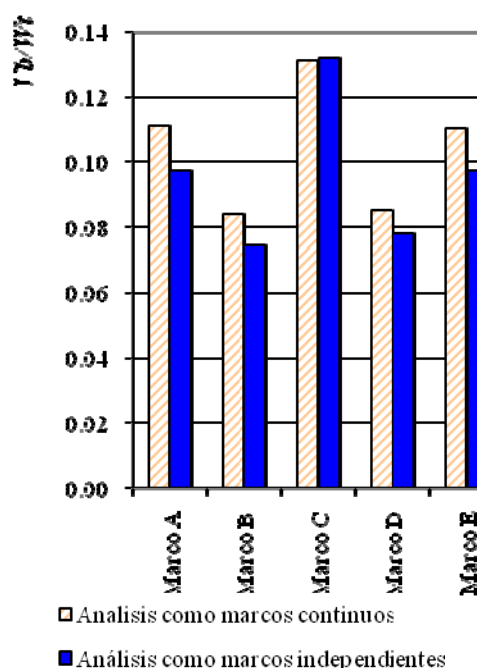


Figura 14 Comparación de los cortantes basales obtenidos para los modelos diseñados conforme al cuerpo principal de las NTCS-2004

Por simplicidad, en las siguientes secciones se identificará como MC15 a los resultados de los análisis para el edificio diseñado conforme al método convencional del cuerpo principal de las NTCS-2004 y ANA15 a los resultados del edificio diseñado conforme al Apéndice A del mismo cuerpo normativo.

2.4.3 Mapeo de fluencias

En las figuras 15 a 19 se presentan el mapeo final de fluencias de los análisis realizados para los modelos MC15 y ANA15. En estas figuras se ilustran con una esfera la magnitud y ubicación de las rotaciones inelásticas presentadas en el paso en que se presenta el colapso. Las rotaciones graficadas se normalizaron respecto al mayor giro (o extensión o contracción en el caso de los contravientos) presentado en cada tipo de elemento, es decir, la esfera de mayor tamaño representa la articulación con un diámetro igual a uno en las trabes, en las columnas y en los contravientos (extensión o contracción), tal que el resto de las rotaciones inelásticas tendrán un diámetro menor, aunque no implica que la magnitud de las rotaciones en esos tres grupos de los elementos sea comparable. Esta presentación obedece a que la magnitud de algunas rotaciones en trabes y columnas resultaba tan grande en comparación con sus análogas, que obligaba a que el diámetro del resto de las esferas resultara poco apreciable.

En la figura 15 se presenta el mapeo final de fluencias del análisis del modelo MC15 en la dirección global X con el efecto $P-\Delta$ cuando la carga lateral se aplica de derecha a izquierda (D-I). En general, en vez de presentarse el mecanismo de columna fuerte – viga débil – contraviento más débil supuesto en un diseño conforme a las NTCS-2004, se identifica un mecanismo de colapso mixto y poco dúctil, favoreciendo entrepisos débiles entre el quinto y el sexto nivel. Al parecer, después de la cedencia de los contravientos, la redistribución de carga no puede ser absorbida por las columnas, las que después de articularse en ambos extremos ocasionan el colapso.

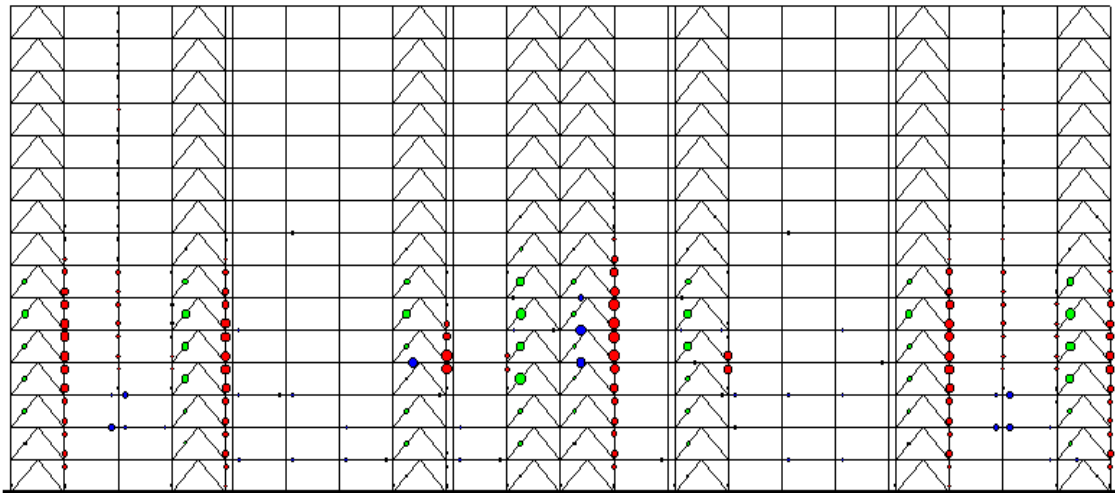


Figura 15 Mapa de fluencias del modelo MC15 con $P-\Delta$, eje X con carga de D-I

En la figura 16 se presenta el mapeo de fluencias de los mismos marcos del modelo MC15 con la aplicación de la carga de izquierda a derecha (I-D). Se observa que la ubicación de las articulaciones no resulta simétrica a los resultados mostrados anteriormente. Cabe señalar que existe un mayor número de traves articulas y que el colapso de la estructura no se puede asociar al mecanismo formado entre el quinto y sexto nivel como en el caso en el que la carga se aplica con signo positivo.

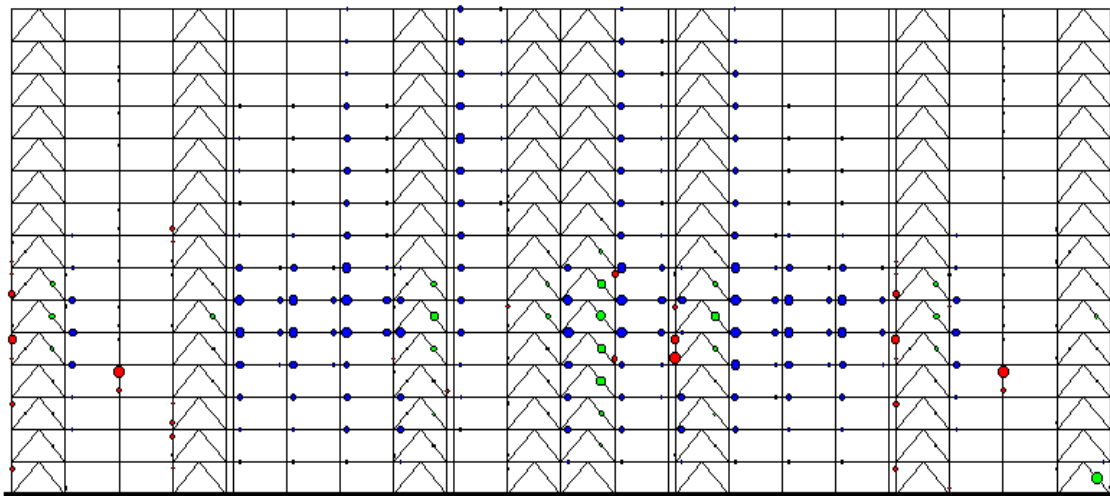


Figura 16 Mapa de fluencias del modelo MC15 con $P-\Delta$, eje X con cargas de I-D.

En la figura 17 se presenta el mapeo de fluencias del modelo MC15 en la dirección global Y cuando la carga se aplica de derecha a izquierda (D-I), que es la que rige. En general, presenta una distribución de rotaciones muy similar al análisis de la dirección global X, con un mecanismo de colapso por falla local en la distribución de cargas en las columnas.

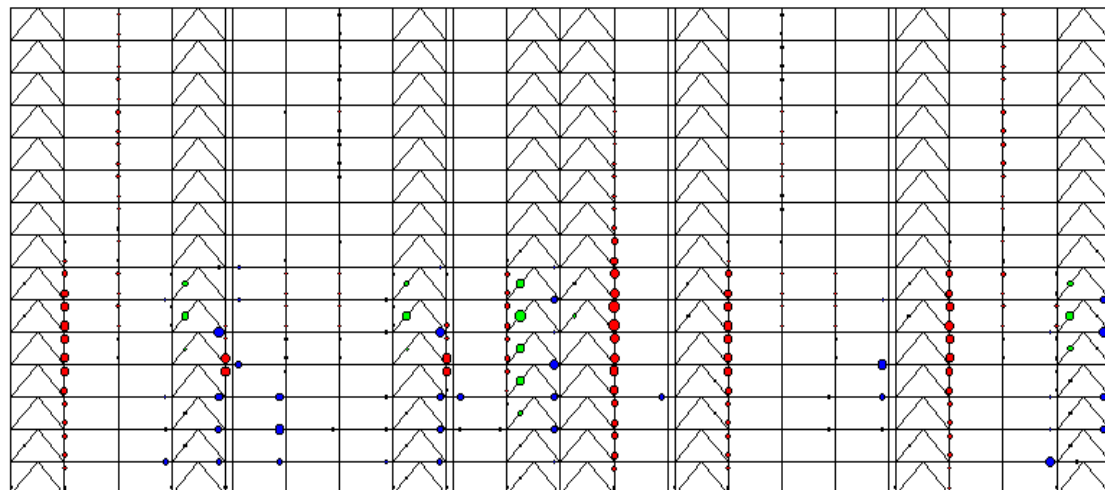


Figura 17 Mapa de fluencia del modelo MC15 con $P-\Delta$, eje Y, con cargas de D-I.

En la figura 18 se muestran los mapeos de fluencia del modelo ANA15 en la dirección global X considerando los efectos de segundo orden, aplicando la carga de derecha a izquierda. Se aprecia que sigue rigiendo un mecanismo de colapso por falla local en las columnas del lado derecho de la última crujía contraventeada del marco central, aunque su ubicación ha variado, lo que parece estar ligado a la dirección de aplicación de la carga y la asimetría del modelo. Cabe señalar que las articulaciones de los marcos internos B y D alcanzan rotaciones mucho menores al marco central y marcos perimetrales, que a su vez se articulan en los niveles superiores entre las crujías no contraventeadas.

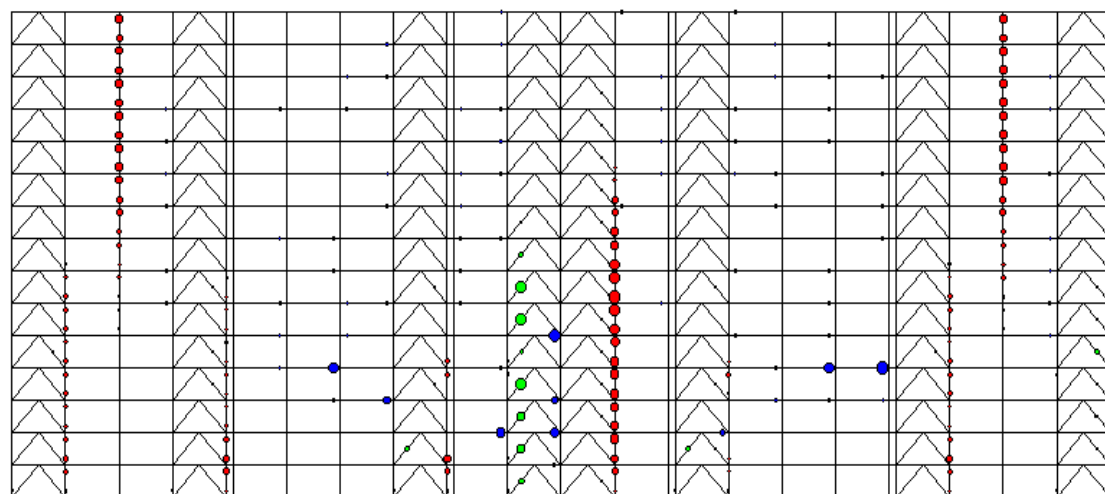


Figura 18 Mapas de fluencia del modelo ANA15 con $P-\Delta$, eje X, con cargas de D-I.

En la figura 19 se presenta el mapeo de fluencias del modelo ANA15 en la dirección Y con el efecto $P-\Delta$, aplicando la carga de derecha a izquierda. Cómo se esperaba, la ubicación y la proporción de las rotaciones plásticas son similares a la dirección X, presentadas anteriormente.

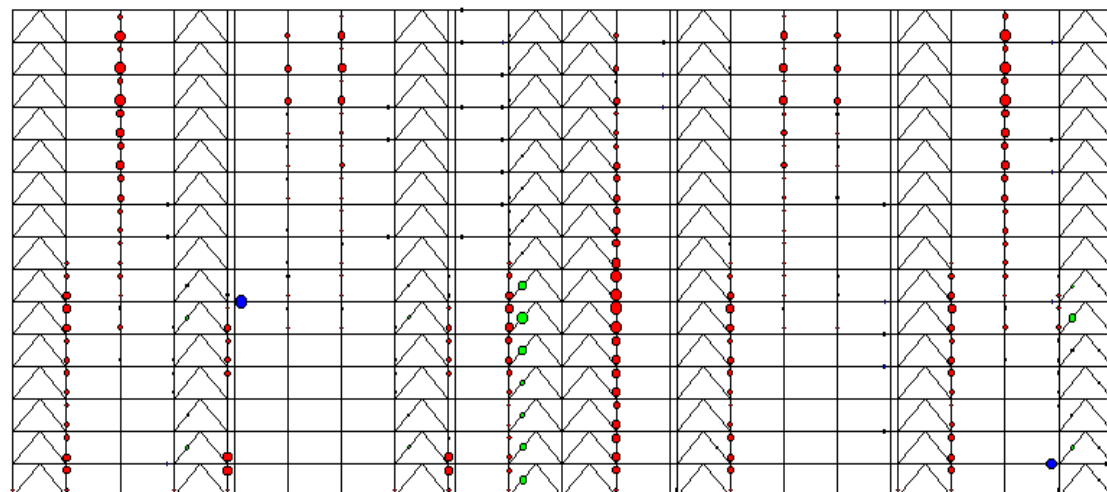


Figura 19 Mapa de fluencias del modelo ANA15 con $P-\Delta$, eje Y, con cargas de D-I.

De la comparación de los mapeos de fluencia de los modelos MC15 (figuras 15 y 17) con los respectivos modelos ANA15 (figuras 18 y 19), se aprecia que aunque ambos sugieren un mecanismo de colapso mixto poco dúctil con fluencias y articulaciones plásticas en columnas más que en vigas y contravientos, los mecanismos de los diseños conforme al Apéndice A (ANA15) presentan un mayor número de fluencias y articulaciones plásticas que los asociados al diseño conforme al cuerpo principal (MC15) y, en este sentido, disipan mayor energía y, por ello, son ligeramente superior. En cualquier caso, lo realmente alarmante es que con ninguno de los dos procedimientos de diseño se logra obtener el mecanismo de falla supuesto en un diseño conforme a las NTCS-2004: columna fuerte – viga débil – contraviento más débil.

En la figura 20 se comparan las distorsiones de entrepiso calculadas para ambas direcciones (X y Y) para los modelos diseñados con el *método convencional* y el diseñado con el Apéndice A, cuando se incluye el efecto $P-\Delta$. En general, el modelo diseñado con el *método convencional* reporta distorsiones mayores que las del modelo analizado con los criterios del Apéndice A; sin embargo, en los niveles cercanos al sexto piso en la dirección X, el modelo diseñado con el *método convencional* alcanza distorsiones sensiblemente mayores. Las distorsiones de la dirección global Y son menores porque es la dirección más rígida, aunque en todos los casos las distorsiones son menores a la distorsión máxima permisible $\square_{perm} = 0.015$ para marcos contraventeados de acero que se establece en el Apéndice A de las NTCS-2004.

En la figura 21 se comparan los cortantes por entrepiso normalizados con respecto al peso total de la estructura para ambos diseños en ambas direcciones. Se aprecia que los modelos diseñados con el Apéndice A soportan cortantes de mayor magnitud en todos los niveles, particularmente en los niveles inferiores.

En las figuras 22 y 23 se comparan para los modelos MC15 y ANA15 las curvas cortante normalizado contra distorsión por nivel en las direcciones X y Y y la curva cortante basal normalizado contra la distorsión total de la estructura calculada con la altura total del edificio, denominada *análisis general*. Se observa de ambas figuras que los primeros siete niveles se comportan inelásticos, mientras que los ocho niveles superiores tiene un comportamiento elástico, lo que concuerda con los mapeos de fluencia presentados anteriormente. Sin embargo, cabe señalar que estas gráficas incluyen los entrepisos de todos los marcos, por lo que al promediar no reflejan las articulaciones de los pisos superiores en los marcos perimetrales y se concentran en las articulaciones de mayor magnitud del marco central en los pisos cercanos al sexto nivel y que, la curva global cortante-distorsión ("*análisis general*") no parece ser una buena representación de las curvas de los niveles inferiores, pues en el promedio pesado domina el comportamiento de los entrepisos superiores (niveles 6 al 15).

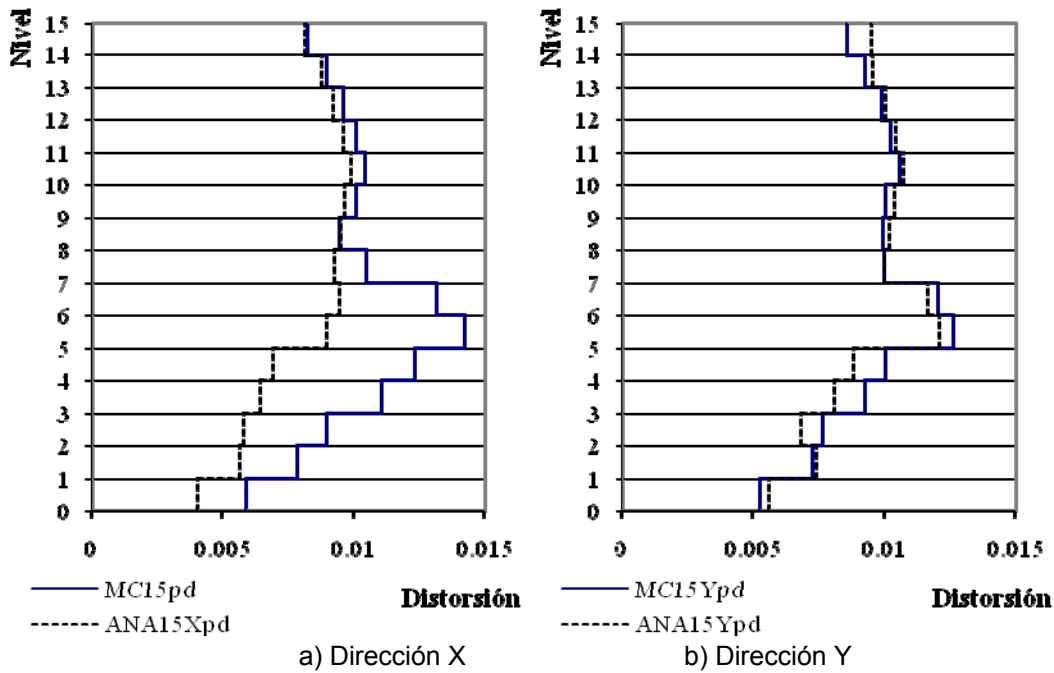


Figura 20 Distorsiones de entrepiso para los modelos MC15 y ANA15

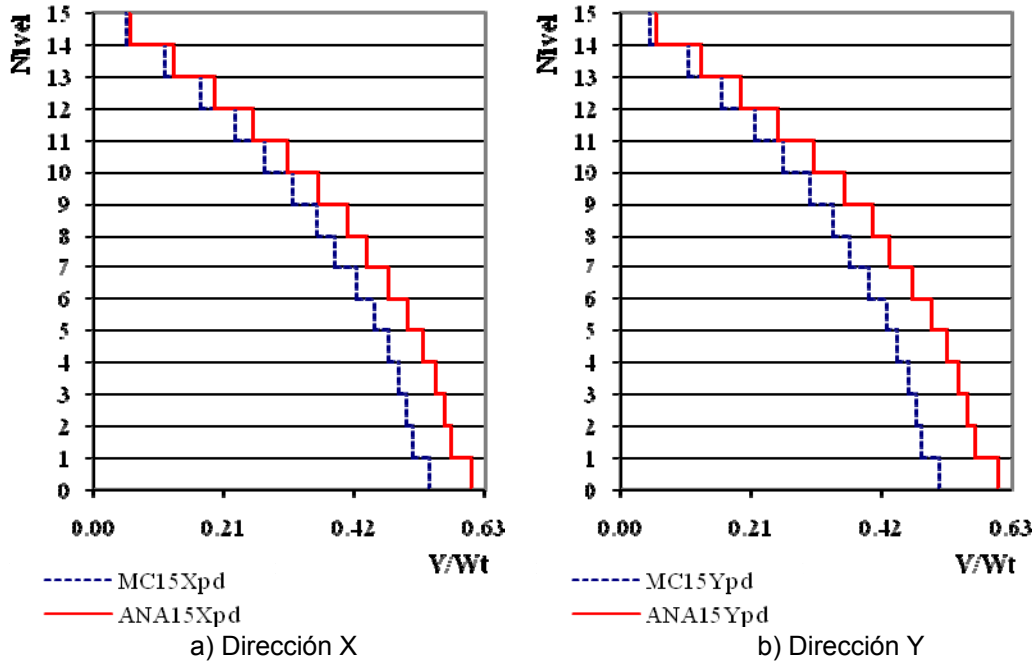
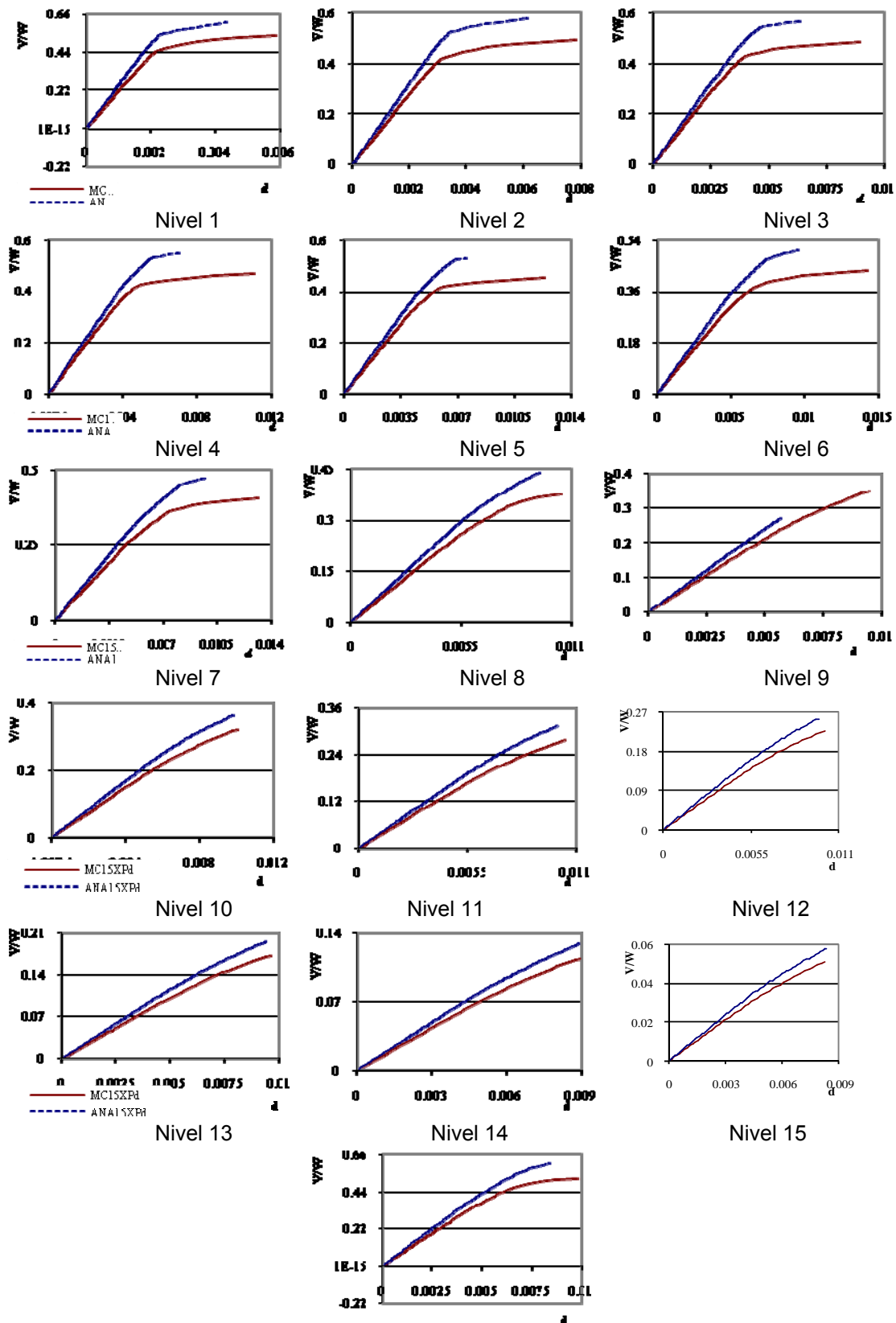
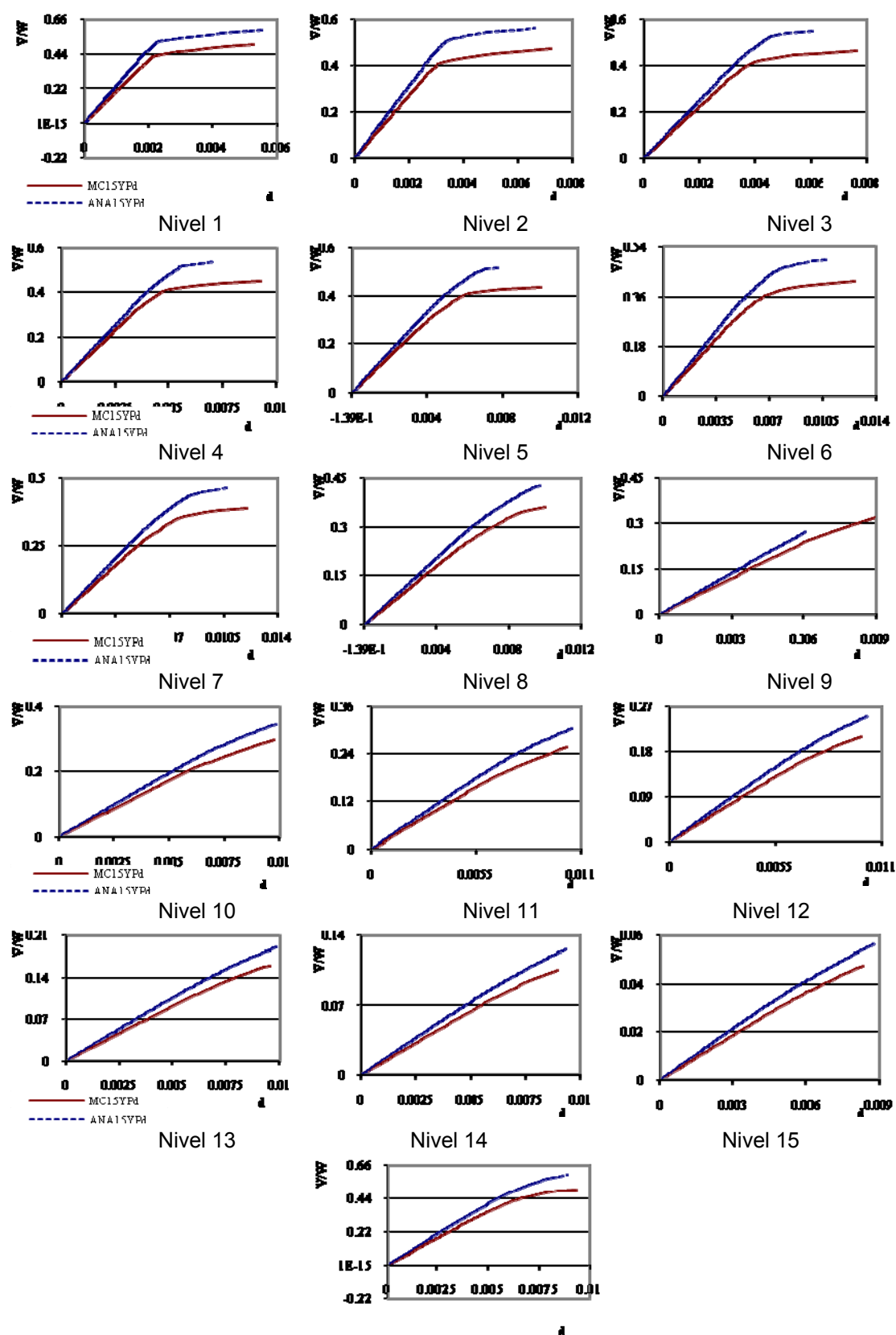


Figura 21 Cortantes normalizados de entrepiso para los modelos MC15 y ANA15



Análisis general

Figura 22 Comparación de las curvas cortante-distorsión, modelos MC15 y ANA15, Dir X



Análisis general

Figura 23 Comparación de las curvas cortante-distorsión, modelos MC15 y ANA15, Dir Y

Como ya se había ilustrado y comentado, también queda claro de la observación de las curvas presentadas en las figuras 22 y 23 que el modelo diseñado con el Apéndice A desarrolla mayores cortantes de entrepiso, pero menores distorsiones y capacidad de deformación última en los entrepisos con comportamiento inelástico (inferiores).

En la tabla 4 se presenta el cálculo de la sobrerresistencia máxima que, en teoría, desarrollarían los diseños realizados conforme al método convencional del cuerpo principal (MC15) y el Apéndice A (ANA15) de las NTCS-2004. Como se aprecia, en ambos casos ésta resulta bastante superior al valor $R=2$ que propone el Apéndice A de las NTCS-2004 para estructuras en este intervalo de periodos fundamentales y que, de hecho, fue el factor utilizado en el diseño del modelo ANA15. Este resultado era esperado, dado que la propuesta del factor de sobrerresistencia R de las NTCS-2004 se calibró inicialmente para obtener resistencias similares a las demandadas por el reglamento anterior (NTCS-96) para el diseño de marcos dúctiles diseñados con $Q=3$ y $Q=4$ (Ordaz *et al.* 2003) y, de hecho, el valor $R=2$ está basado en algunos estudios hechos para marcos dúctiles de concreto reforzado empleando análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente ("pushover"). Por lo tanto, antes de este estudio no existe ningún estudio que indicara la sobrerresistencia que este sistema estructural puede desarrollar.

Tabla 4 Cálculo de la sobrerresistencia desarrollada por los modelos MC15 y ANA15

Modelo	Coefficiente sísmico de diseño	Cortante resistente último	Sobrerresistencia desarrollada (R)
MC15, Dir X, P-□	0.1125	0.5310	4.72
MC15, Dir Y, P-□	0.1125	0.5119	4.55
ANA15, Dir X, P-□	0.1976	0.6078	3.08
ANA15, Dir Y, P-□	0.1976	0.6058	3.07

Como también era de esperarse, dados todos los factores de seguridad (un poco oscuros y ocultos) inherentes a un diseño conforme al método convencional del cuerpo principal de las NTCS-2004, la sobrerresistencia que podrían desarrollar los modelos MC15 es muy grande, notablemente mayor a la de los modelos diseñados conforme al Apéndice A. En este sentido, estos resultados sugieren que el nuevo planteamiento de diseño establecido en el Apéndice A es más racional, dado que se tiene una mejor estimación de la resistencia que realmente se suministra, y que es perfectible en la medida que se pueda determinar, con estudios adicionales, cuál debe ser el factor de sobrerresistencia R que debiera emplearse en el diseño de este sistema estructural.

4. ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

Los análisis dinámicos no lineales se realizaron también con el programa DRAIN-2DX, considerando inicialmente el acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 con una magnitud igual a $M_s=8.1$ del registro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en su componente E-W, con una duración de un poco más de 160 s y una aceleración máxima del terreno de 0.18 g. aproximadamente, con una respuesta espectral máxima de 1.0 g. para un periodo dominante de dos segundos (figura 24). Los análisis se realizaron con el modelo de los marcos continuos unidos con elementos rígidos (figura 13), con un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente igual a $\zeta=2\%$.

Además, los modelos se sometieron a un registro artificial que se generó a partir de un sismo postulado de $M_s=8.2$ ocurrido en la brecha de Guerrero, que es el sismo de diseño considerado en las NTCS-2004, utilizando funciones de transferencia empíricas promedio calculadas a partir de 1988 para la estación 56 de la red acelerométrica de la Ciudad de México. La estación 56 se ubica en la calle de Córdoba, en la colonia Roma, con un periodo dominante de 2.2 segundos. El espectro de pseudoaceleraciones de este registro artificial es mayor al espectro calculado para el acelerograma registrado en SCT-EW (figura 24).

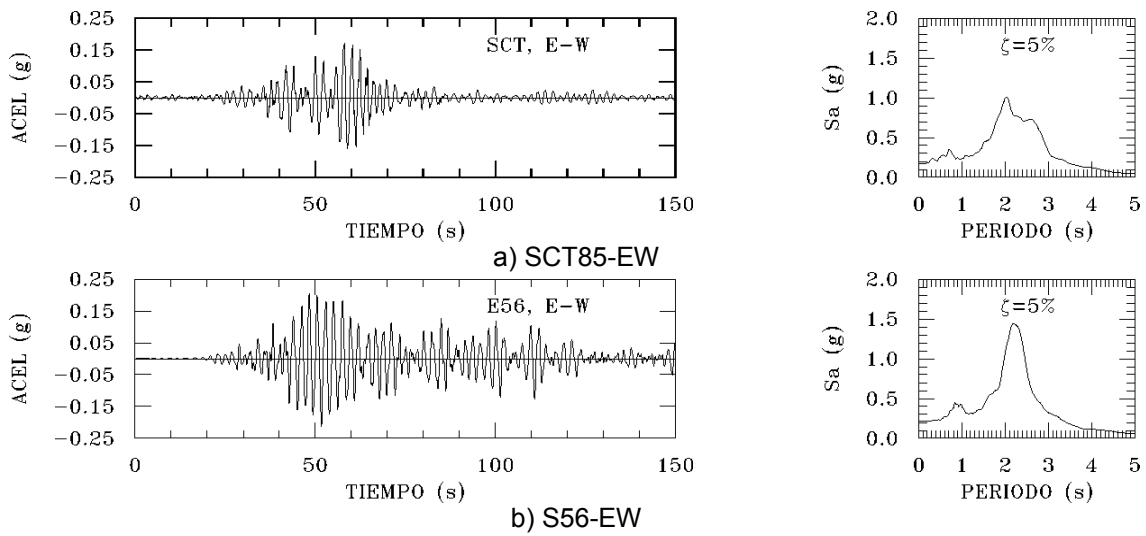


Figura 24 Acelerogramas empleados en este estudio

En la figura 25 se presenta la definición de los parámetros que se discuten durante la exposición de los resultados. En ella, $\Delta_{fluencia}$ es la distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia de cualquier elemento estructural que forma parte del entrepiso, $\Delta_{máxima}$ es la distorsión de entrepiso máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima, k_{imin} es el cociente entre la rigidez de entrepiso secante mínima inelástica, $k_{elástica}$ es la rigidez elástica de entrepiso y k_{mc} es la rigidez asociada al medio ciclo histerético inelástico; además, de la ductilidad de entrepiso μ , las envolventes de distorsiones de entrepiso máximas Δ , envolventes de cortantes de entrepiso máxima (V/W_T) y los cocientes del número de ciclos donde se presentó respuesta inelástica MC_{ine} entre el número total de ciclos a que fue sujeta la estructura ante el acelerograma dado MC_{tot} .

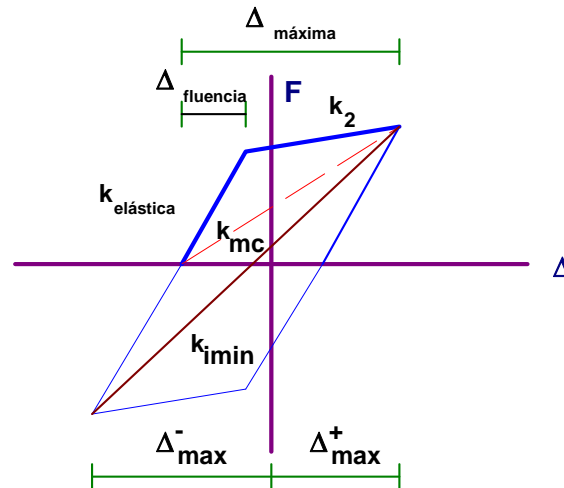


Figura 25 Definición de parámetros

Dado que los respuestas máximas obtenidas con el acelerograma S56-EW resultaron similares, pero ligeramente mayores a las calculadas con el registro SCT85-EW, a continuación sólo se presentarán los resultados ante el acelerograma S56-EW y sólo en la dirección X, dado que los resultados obtenidos en la dirección Y proporcionan información similar. Los detalles de todo este estudio ante ambos registros acelerométricos y en ambas direcciones se pueden consultar en Tapia (2005) y Tapia y Tena (2005).

En la figura 26 se presentan las envolventes de respuesta máximas de la dirección X de ambos modelos ante la excitación del acelerograma artificial S56-EW. Como se observa, se presenta una respuesta no lineal reducida con demandas de ductilidad menores a $\mu = 1.64$ en el treceavo nivel del modelo diseñado con el *método convencional* del cuerpo principal de las NTCS-2004 (modelo MC15). Los pisos inferiores se comportaron sensiblemente elásticos, con excepción del primer nivel del modelo MC15. Además, se presentaron repentinos cambios de ductilidad en entrepisos continuos en el modelo MC15.

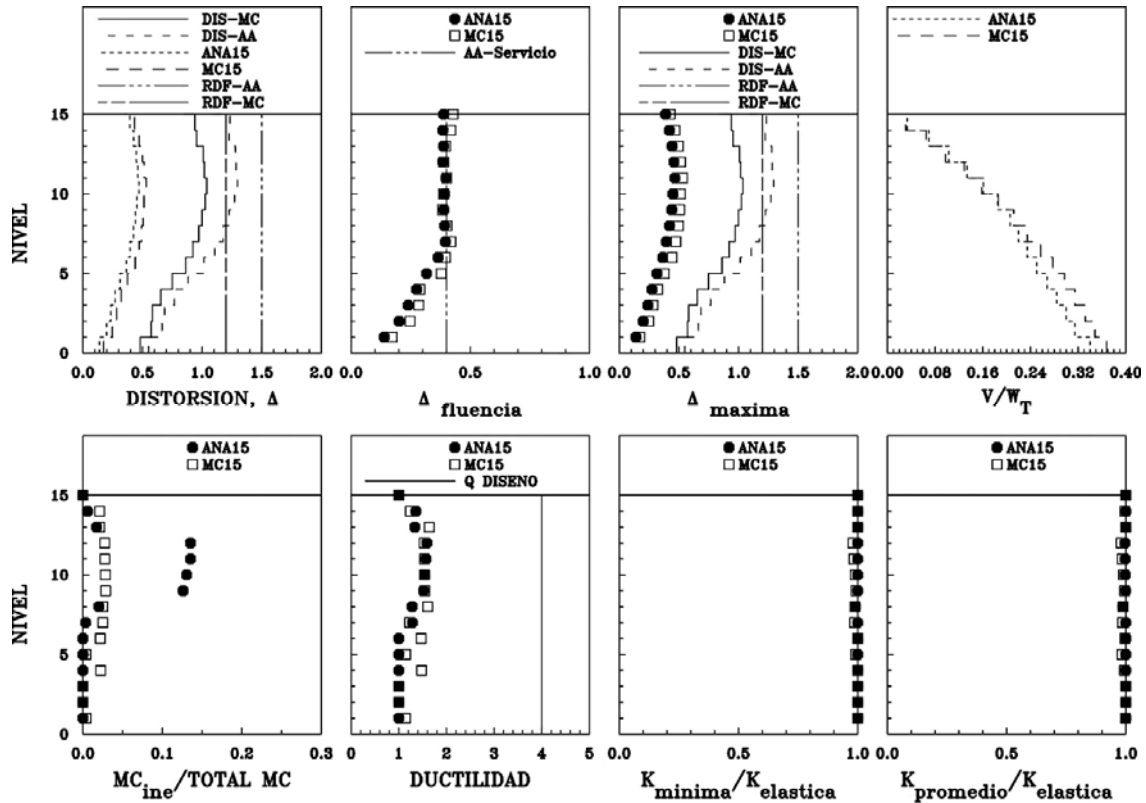


Figura 26 Envolventes de respuesta máxima de los modelos MC15 y ANA15X en dirección X cuando son sujetos al acelerograma S56-EW

El modelo ANA15 desarrolla proporcionalmente un mayor número de ciclos inelásticos (MC_{ine}/MC_{TOTAL}) que el modelo MC15, incluso cercanas al 10%, entre el noveno al doceavo nivel. Las rigideces secantes mínimas inelásticas de entrepiso k_{min} resultaron prácticamente del 100% de su rigidez elástica $k_{elastica}$, en ambos casos en todos los entrepisos. Cabe señalar que la distorsión asociada a la primera fluencia $\Delta_{fluencia}$ de los entrepisos que fluyen ($\mu > 1$), prácticamente en todos los niveles superiores al sexto nivel, se encuentran cercanas al 0.4%, que es el límite actualmente establecido en el Apéndice A de las NTCS-2004 para revisar a la estructura ante el sismo de servicio.

En las figuras 27 y 28 se presentan las envolventes de fluencia de ambos modelos en la dirección X. Para el modelo MC15, la rotación máxima en vigas fue de 0.0045 rad y en columnas de 0.0003 rad, mientras que el acortamiento máximo en contravientos fue de 2.41 cm. Para el modelo ANA15, la rotación máxima en vigas fue de 0.0015 rad y en columnas de 0.0001 rad, mientras que el acortamiento máximo en contravientos fue de 1.06 cm. Se aprecia que se presentan acortamientos pequeños que sugieren el pandeo incipiente en los contravientos de todos los niveles y que éstos son más importantes en los dos últimos niveles. Además, también se presenta la fluencia incipiente de algunas trabes en los pisos superiores. Cabe señalar que en el diseño conforme al *método convencional* (MC15, figura 27) se presentan fluencias incipientes en ambos extremos de las columnas del marco central en el cuarto nivel, además de la fluencia de las columnas en la base del edificio de ese mismo

marco, mientras que en el modelo ANA15 sólo se presenta una fluencia incipiente en la columna exterior del primer nivel del marco perimetral (figura 28).

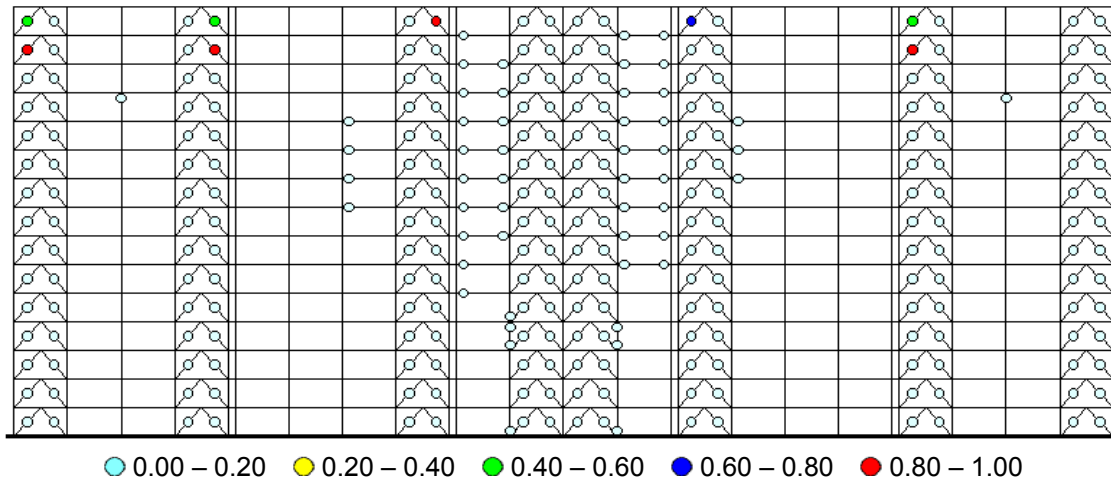


Figura 27 Envolventes de fluencia del modelo MC15, dir. X, ante el acelerograma S56-EW

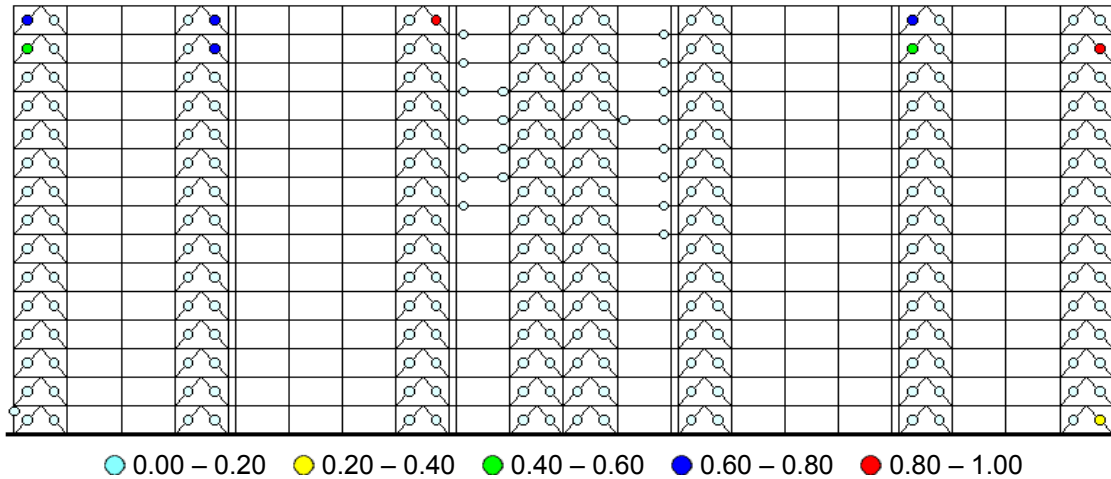


Figura 28 Envolventes de fluencia del modelo ANA15, dir. X, ante el acelerograma S56-EW

Los lazos de histéresis de entrepiso de ambos modelos se presentan en las figuras 29 y 30. Como se aprecia, resulta apenas perceptible la no linealidad en los niveles superiores, principalmente en el modelo diseñado con el *método convencional* (MC15) un análisis modal espectral, así como el incremento de ruido en la gráfica que muestra el comportamiento global del edificio con la distorsión promedio y el cortante basal normalizado, que debiera ser sensiblemente lineal, conforme a los resultados mostrados, que es fruto de errores por truncación en su cálculo.

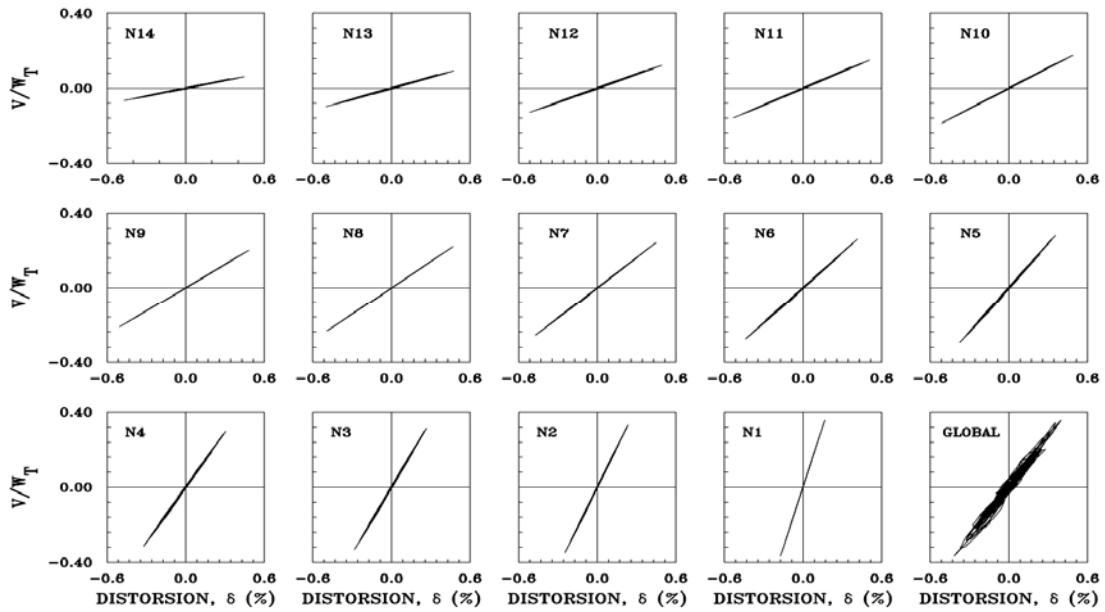


Figura 29 Curvas de histéresis de entropiso del modelo MC15 en dirección X cuando es sujeto al acelerograma S56-EW

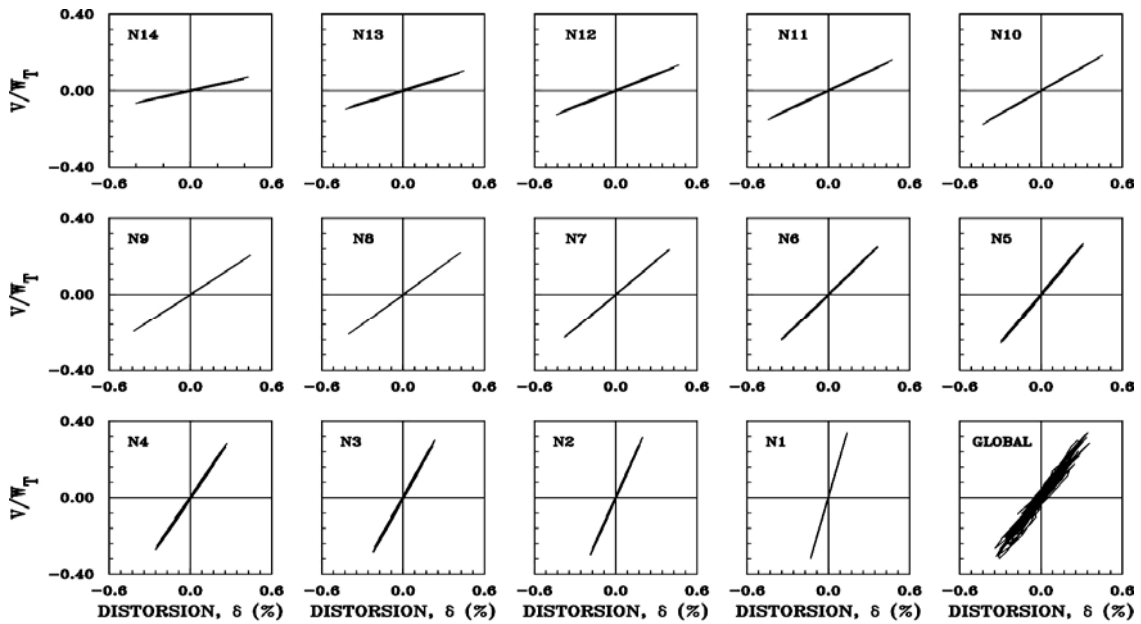


Figura 30 Curvas de histéresis de entropiso del modelo ANA15 en dirección X cuando es sujeto al acelerograma S56-EW

Como se aprecia, los modelos MC15 y ANA 15 presentaron un comportamiento no lineal muy reducido (en algunos entropisos nulo) ante los acelerogramas SCT-EW y S56-EW que están asociados al sismo máximo de diseño considerado en las NTCS-2004. Al respecto, ambos modelos se diseñaron considerando que el periodo fundamental de vibración del suelo blando de desplante es $T_s = 2$ s, tal que la aplicación de ambos acelerogramas representa las peores condiciones de excitación para el sitio. La razón del por qué se obtuvieron estas respuestas máximas tan reducidas se explica con apoyo de la figura 31, donde se presenta el espectro de respuesta elástico del acelerograma S56-EW, en el cual también se indica el periodo fundamental de vibración de los modelos estudiados (T_1). Si se considera que el periodo fundamental de vibración de los modelos estudiados son $T_1 = 1.27$ s para el modelo MC15 y $T_1 = 1.18$ s para el modelo ANA15, se observa de las líneas verticales en la figura 31 que

estos periodos se ubican en la rama ascendente de los espectros, pero en una zona donde no se presentan las máximas aceleraciones espectrales. Dado que el cortante basal resistente de estos edificios es relativamente alto, esto explica el por qué se obtuvieron demandas inelásticas tan reducidas, liderando a las estructuras a un comportamiento dinámico prácticamente elástico.

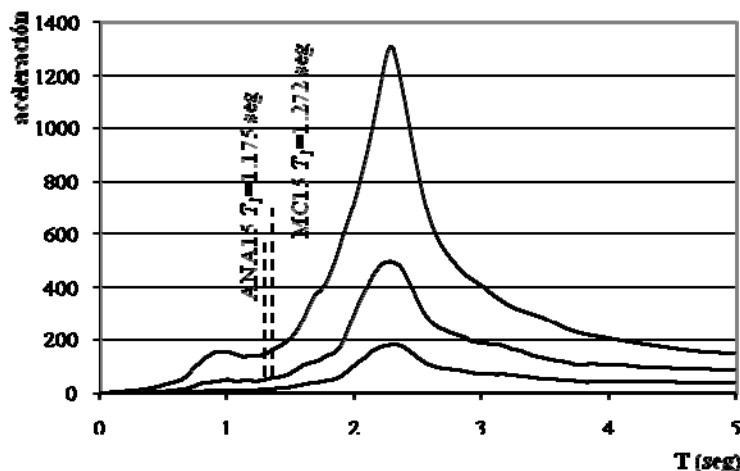


Figura 31 Espectro de respuesta de pseudoaceleraciones del acelerograma S56-EW con la ubicación de los periodos fundamentales de los modelos MC15 y ANA15

Tabla 5 Sobrerresistencia demandada en los modelos ante la acción del acelerograma artificial S56-EW

Modelo	Dirección	Cortante basal máximo normalizado V/W_T	Sobrerresistencia demandada
MC15	X	0.3678	3.27
	Y	0.3019	2.68
ANA15	X	0.3402	1.72
	Y	0.2711	1.37

Finalmente, en la tabla 5 se presentan los cortantes basales dinámicos máximos (normalizados con respecto al peso de la estructura) obtenidos en los análisis realizados ante el acelerograma artificial S56-EW. Considerando que el comportamiento no lineal demandado es muy reducido, resulta claro que las sobrerresistencias demandadas en ambos modelos son relativamente bajas, dado que poseen reservas de resistencias aún mayores antes de ser llevados a un mecanismo de colapso, conforme ya se reportó anteriormente en la tabla 4 cuando se determinó su capacidad máxima a partir de análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente (pushover). Aún así, cabe señalar que el modelo MC15 desarrolló una sobrerresistencia $R > 2.50$, que es mayor a la propuesta actualmente en el Apéndice A.

5 COMENTARIOS FINALES

Se presentó el estudio del comportamiento no lineal de dos edificios estructurados con base en marcos dúctiles de acero estructural con contraventeo concéntrico, uno de ellos diseñado con el *método convencional* del cuerpo principal y el otro con el Apéndice A de las NTCS-2004, ambos diseñados de tal forma que cumplen al límite las restricciones por desplazamiento lateral de cada criterio.

La capacidad última de los edificios se estudió utilizando análisis no lineales ante carga estática monótona creciente ("pushover"), despreciando los efectos $P-\Delta$ (no mostrados) e incluyendo los efectos $P-\Delta$ (mostrados). La inclusión del efecto de segundo orden afecta de

manera definitiva los resultados de los análisis estáticos, obteniéndose en la mayoría de los casos distorsiones últimas de entrepiso menores que cuando no se incluyen, y con magnitudes máximas más cercanas a los límites que proponen los reglamentos, los cuales están en función de resultados obtenidos a partir del ensaye de modelos experimentales. Es por ello que, para el análisis de estructuras de acero con marcos contraventados concéntricos, se deben incluir los efectos $P-\Delta$ en estos análisis tipo pushover.

De los resultados obtenidos con los análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente se pueden resaltar tres aspectos relevantes.

El primero tiene que ver con el mecanismo último de colapso de los modelos. En ambos casos el mecanismo de colapso desarrollado es de naturaleza mixta, poco dúctil con fluencias y articulaciones plásticas importantes en columnas más que en vigas y contravientos. El mecanismo de colapso de los diseños conforme al Apéndice A presentan un mayor número de fluencias y articulaciones plásticas que el asociado al diseño conforme al cuerpo principal y, en este sentido, disipan mayor energía y, por ello, es ligeramente superior. En cualquier caso, lo realmente alarmante es que con ninguno de los dos procedimientos de diseño se logra obtener el mecanismo de falla supuesto en su diseño conforme a las NTCS-2004: columna fuerte – viga débil – contraviento más débil.

El segundo tiene que ver con las curvas carga-distorsión obtenidas de los análisis. Dentro del grupo de gente que diseña “por desempeño” es una costumbre muy generalizada que realicen diseños con análisis pushover viendo exclusivamente la información de la curva general cortante basal vs desplazamiento de azotea y sus variantes normalizadas. De hecho, este procedimiento lo establecen documentos como FEMA-273 (1997) o FEMA-368 (2001) para todos los sistemas estructurales, aunque se basa exclusivamente en el estudio de marcos a momento. Los resultados de este estudio muestran claramente la gráfica cortante basal normalizado contra distorsión global promedio (distorsión entre azotea y el nivel de desplante) parece no representar adecuadamente el comportamiento general de marcos de acero con contravientos concéntricos, ya que a partir de ella difícilmente puede uno intuir las grandes diferencias que existen en las demandas de ductilidad y la magnitud de las distorsiones de los distintos entrepisos, que dista mucho de ser uniforme. Además, es bien sabido que sería incorrecto comparar esta distorsión promedio que se obtiene con esta curva con las distorsiones últimas que permiten los Reglamentos, que están asociadas a las distorsiones de entrepiso. Para los modelos en estudio, esta gráfica global no resultó una buena representación del comportamiento global de este tipo de estructuración, por lo que se propone estudiar para ésta y otras estructuraciones las gráficas distorsión contra cortante normalizado de cada entrepiso, para poder observar el comportamiento no lineal del modelo con mayor certidumbre, revisar adecuadamente los límites de distorsión que establecen los reglamentos de construcción y, además, detectar posibles deficiencias en la estructuración con mayor facilidad.

Este estudio muestra la imperiosa necesidad de confrontar siempre las curvas carga-distorsión obtenidas de un análisis no lineal estático ante carga monótona creciente en función de los límites de deformación que se han reportado experimentalmente en la literatura y de las capacidades últimas de deformación que tienen los elementos estructurales, que no son necesariamente las que se calculan con el software que se utiliza, dado que esto normalmente las modelan tomando en cuenta varias hipótesis simplificadoras. Es por ello que se presentaron en este trabajo algunos resultados que aún deben refinarse, dado que es común que una buena cantidad de la gente (más no todos obviamente) que está trabajando en criterios diseño por desempeño utilizando análisis no lineales estáticos ante carga monótona creciente, no reflexionan de manera suficiente sobre estos aspectos, que son muy importantes y, por ello, después reportan resultados donde se obtienen capacidades de deformación que no corresponden a los sistemas estructurales que están estudiando, por considerar que el colapso de la estructura está dado con bastante certidumbre por el software de análisis no lineal que están utilizando, y no que es posible obtener numéricamente respuestas mayores a las que en

realidad la estructura puede desarrollar en función de la capacidad última de deformación “real” de cada uno de sus elementos, que es función de sus características propias y su detallado.

El tercer aspecto relevante está relacionado con el nivel de sobrerresistencia que pueden desarrollar estos sistemas estructurales a pesar de que su mecanismo de falla último no sea dúctil. Los factores de sobrerresistencia obtenidos para los modelos diseñados sobrepasan notablemente el factor de sobrerresistencia R propuesto actualmente en las NTCS-2004.

Se realizaron también análisis dinámicos no lineales de los modelos ante la acción del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en su componente este-oeste (SCT85-EW) y con un acelerograma artificial de sitio generado para la estación 56 ubicada en la colonia Roma (S56-EW), donde los efectos del sismo del 19 de septiembre de 1985 fueron devastadores. Estos dos acelerogramas están asociados a los espectros de diseño que fueron empleados para el diseño de ambas estructuras. Los resultados de estos análisis sugieren que la respuesta de estas estructuras ante acelerogramas asociados al espectro de diseño sería esencialmente elástica, con una moderada no linealidad, debido a dos razones fundamentales: (1) su alta resistencia lateral y sus reservas de resistencia y (2) el desacoplamiento dinámico existente entre sus periodos fundamentales de vibración y el periodo dominante del sitio, que lidera a que estas estructuras sean sujetas a demandas menores.

Una información que resultó un poco diferente de los análisis dinámicos no lineales con respecto a los análisis estáticos no lineales es que en el dinámico el mapeo de las fluencias incipientes a bajos niveles de demandas si sugiere que los diseños liderarían a que los primeros elementos en responder inelásticamente serían los contravientos y después vigas, aunque esto no evita el que fluyeran algunas columnas en los entrepisos intermedios o superiores en proporciones similares a las vigas en los diseños conforme al método convencional de las NTCS-2004. Para ello se requieren realizar estudios adicionales que permitan valorar si el mapeo de fluencias ante excitaciones dinámicas mayores, que sean realistas para el sitio en estudio, indica que el mecanismo de falla último es muy distinto al obtenido en un análisis pushover.

Conforme a los resultados de los análisis no lineales se puede concluir que las buenas noticias (entre comillas) son que los marcos de acero con contraventeo dúctil de mediana a baja altura ubicados en la zona de terreno blando del Distrito Federal (en concreto, la zona IIb) y diseñados conforme a las NTCS-2004 seguramente tendrán un comportamiento satisfactorio ante el sismo de diseño, debido a las dos razones expuestas anteriormente: (a) desacoplamiento dinámico y, (b) su alta resistencia lateral.

Sin embargo, desde otra óptica, estos resultados denotan que la aplicación de las NTCS-2004 conlleva a un diseño ineficiente, donde el mecanismo de falla último supuesto en el diseño de columna fuerte – viga débil – contraviento débil aparentemente no se cumple. En este sentido, el procedimiento de diseño establecido en el Apéndice A resulta ligeramente superior al método convencional del cuerpo principal de las NTCS-2004. Resulta claro entonces que los resultados de estos análisis dinámicos no lineales, y sobre todo los análisis pushover, sugieren la imperiosa necesidad de realizar una revisión integral de los criterios de diseño de las NTCS-2004 para este tipo de estructuras, pues ante acelerogramas asociados al sismo de diseño se tienen reservas de resistencia muy grandes que lideran a la estructura a comportarse de manera casi elástica, y los análisis pushover sugieren mecanismos últimos de falla diferentes e incompatibles a los que se suponen en su diseño. Actualmente los autores están realizando estudios que están abordando esta problemática y que intentan darle una solución práctica.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la beca otorgada a Edgar Tapia por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (Conacyt) para sus estudios de maestría.

REFERENCIAS

1. FEMA-273 (1997), "*NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*", FEMA Publication 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., octubre.
2. FEMA-368 (2001), "*NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Part 1: Provisions*", FEMA Publication 368, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
3. LRFD-96 (1996), "*Manual of Steel Construction. Load Resistance Factor Design, Specification of Structural Steel Buildings*", American Institute of Steel Construction (AISC).
4. NTCA-2004 (2004), "*Normas Técnicas sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones*", Gaceta Oficial del Distrito Federal, octubre.
5. NTCM-2004 (2004), "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas*", Gaceta Oficial del Distrito Federal, octubre.
6. NTCS-2004 (2004), "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*", Gaceta Oficial del Distrito Federal, octubre.
7. Ordaz, M, E Miranda y J Avilés (2003), "*Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF*", Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Vol. 8, No. 2, pp. 189–207.
8. Ordaz, M (2004), *Comunicación personal*.
9. Prakash, V., G.H. Powell y F. Fillipou (1992), "*DRAIN-2DX: Base program user guide*", Report No. UBC/SEMM-92/29, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
10. Reyes, C (2004), *Comunicación personal*.
11. Rosenblueth, E, M Ordaz, F J Sánchez-Sesma y S K Singh (1989), "*The Mexico earthquake of September 19, 1985 - Design spectra for Mexico's Federal District*", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 1, pp. 273-291.
12. Tapia, E (2005), "*Estudio de los criterios del RCDF-2004 y sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos de acero*", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, abril.
13. Tapia, E y A. Tena (2005), "*Respuesta inelástica de edificios con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico diseñados conforme al RCDF-2004*", Memorias, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, DF, CDROM, Artículo No. IX-02, pp. 1-18, septiembre.
14. Vázquez, A (2005), "*Ensayo experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesa vibradora*", Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, marzo.

ESTUDIO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN REFORZADAS CON FRP MEDIANTE LA TEORÍA DE MEZCLAS SERIE /PARALELO

Maritzabel Molina ^{a, b}, Sergio Oller ^a, Alex H. Barbat ^a, Xavier Martínez ^a

^a Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria (RMEE). Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Jordi Girona 1-3, Mòdul C1. Campus Nord. 08034 Barcelona (SPAIN)

^b Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia. Ciudad Universitaria. Bogotá (COLOMBIA)

RESUMEN

La simulación numérica del comportamiento de los materiales compuestos es un campo en desarrollo cuya aplicación a estructuras ha experimentado avances importantes que han conducido a mejoras en el refuerzo de las mismas. En relación con este tema, el artículo parte de la teoría de de mezclas serie/paralelo que permite deducir el comportamiento de los compuestos a partir de las ecuaciones constitutivas de los materiales componentes. Con el fin de destacar las ventajas que tiene esta herramienta en el análisis y el diseño de estructuras reparadas o rehabilitadas con polímeros reforzados con fibras largas (FRP), en el artículo se realizan análisis numéricos mediante modelos de elementos finitos de un conjunto de pórticos con distintas configuraciones de refuerzo. Los resultados obtenidos muestran que el uso esta teoría en los análisis de las estructuras reforzadas con FRP contribuye a mejorar el diseño y el comportamiento de las estructuras.

ABSTRACT

The numerical simulation of the behaviour of composite materials is a developing field whose application to structures evidenced important advances allowing improvements in their strengthening. Related to this topic, this paper starts from the serial/parallel mixing theory which permits deducing the behaviour of the composites based on the constitutive equations of the component materials. In order to reveal the advantages this computational tool for the analysis and design of structures repaired o rehabilitated with Fiber Reinforced Polymers (FRP), numerical analyses using finite element models have been performed in this article to a set of frames with different strengthening configurations. The obtained results show that the use of this theory into analysis of the fiber reinforced structures contributes to improve the design and the behaviour of the structures.

1. INTRODUCCIÓN

El uso de los materiales compuestos como materiales de refuerzo para estructuras ya construidas es una de las tecnologías que están teniendo gran aplicación en la industria de la construcción debido a las ventajas que presentan. Entre estas ventajas están las altas relaciones resistencia-peso y rigidez-peso, las cuales mejoran el comportamiento de la estructura existente sin alterar su configuración geométrica. Asimismo, son materiales livianos que no demandan cambios en la distribución del sistema estructural o en la cimentación. Además para el caso de construcciones sometidas a ambientes especiales, presentan alta resistencia a la corrosión.

No obstante, para optimizar el diseño estructural de los materiales compuestos en las estructuras, es necesario el análisis del comportamiento de los materiales compuestos donde se identifique la forma de participación de los diferentes componentes del compuesto y su interacción con otros materiales como el hormigón armado. De igual forma, se requiere el análisis del comportamiento global de la estructura, en el que se establezca la incidencia de los materiales compuestos como parte integral de los elementos estructurales reforzados. Un procedimiento eficiente para realizar estos análisis es la simulación numérica con elementos finitos.

Teniendo en cuenta que la simulación numérica en el análisis de los materiales compuestos es un campo que esta en desarrollo, y que su uso en obras civiles es relativamente nuevo, en este artículo se presenta la teoría de mezclas serie/paralelo [i] como una potente herramienta para el análisis numérico. Con el fin de destacar las ventajas que tiene esta teoría en el análisis y diseño estructural de estructuras reforzadas con polímeros reforzados con fibras largas (FRP), como ejemplo se simula un conjunto de pórticos con diferentes configuraciones de refuerzo.

2. ESTRUCTURAS TIPO PÓRTICO DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADAS CON FRP

El refuerzo en las estructuras como técnica de reparación mejora las deficiencias estructurales que han conducido al deterioro y a la reducción su funcionalidad. Asimismo el refuerzo como técnica de rehabilitación es eficiente, en las estructuras que no cumplen con los requisitos necesarios para garantizar un buen comportamiento durante eventos extremos bien sea por inadecuados diseños o por baja calidad en la construcción, por cambio de las condiciones de uso o por la necesidad de adaptar la estructura a los requerimientos de diseño actuales [ii].

La rehabilitación y/o la reparación de las estructuras en hormigón armado se han realizado tradicionalmente con láminas de acero. No obstante, debido a la evidencia de la vulnerabilidad de las estructuras mostrada durante los sismos de Loma Prieta (1989), de Northridge (1994) y de Kobe (1995), se realizaron un gran número de investigaciones para mejorar las técnicas existentes y estudiar otros materiales como refuerzo con el fin de garantizar un adecuado funcionamiento de las estructuras existentes sin causar sobrecostos [iii; iv].

Un área del refuerzo de estructuras se ha enfocado a investigar los materiales compuestos, se han realizado ensayos a diferentes escalas de vigas, columnas, uniones viga-columna, muros y losas de entrepiso. Las investigaciones enfatizan que el uso de los materiales compuestos en el refuerzo de estructuras son una buena técnica de refuerzo; sin embargo, advierten que se requieren adecuados conocimientos de diseño y de construcción para estandarizar metodologías que garanticen el apropiado uso de este tipo de materiales [v; vi].

Los materiales compuestos más utilizados como refuerzo son los polímeros reforzados con fibras largas (FRP), predominando el uso de la fibra de vidrio (GFRP) y la fibra de carbono (CFRP); en menor proporción han sido utilizados los materiales compuestos con fibra de aramida (AFRP). En los FRP, las fibras largas soportan las acciones mecánicas en una dirección predeterminada y la resina o matriz actúa como medio para transferir las tensiones entre las fibras cercanas garantizando de paso la uniformidad de las deformaciones de las mismas [vii].

Debido al creciente uso del FRP en la rehabilitación y reparación de estructuras de hormigón, en algunos países se han desarrollado guías de diseño y construcción del FRP como refuerzo para edificios y puentes (ACI440.2R-08 [viii] en Estados Unidos; JSCE-1997 [ix] en Japón; Standard S806-02 [x] y CAN/CSA-S6-00 [xi] en Canadá; FPI-CEB-2001 [xii] en la Unión Europea; CNR DT 200/200 4[xiii] en Italia). No obstante, frente a la mayor incertidumbre del comportamiento de los sistemas reforzados mediante FRP con respecto a la de los sistemas reforzados con láminas acero, las guías de diseño, además de los factores de reducción de resistencia, aplican otros factores de reducción a la contribución del FRP dependiendo de la sollicitación [xiv].

A pesar de que los compuestos tienen una resistencia más alta que la resistencia el acero, y que están conformados por fibras, que como las de carbono, tienen un módulo de elasticidad similar o superior al del acero, su uso esta limitado por las deformaciones admisibles de los materiales. Por ello, generalmente el FRP en las estructuras de hormigón presenta un comportamiento elástico [xv]. Esta limitación ha conducido a que en las diferentes guías de diseño con FRP de refuerzo se deba partir de diferentes hipótesis, por ejemplo, no se considera la contribución del FRP en el diseño a compresión para evitar problemas de pandeo

en las fibras mientras que a flexión se limitan las deformaciones del FRP para prevenir su delaminación [xvi].

Como en el ejemplo de este artículo se estudia el comportamiento de los pórticos reforzados con FRP bajo cargas laterales, a continuación se hace una breve reseña del estado de arte de las investigaciones en lo que respecta a columnas y uniones de hormigón reforzados con FRP.

2.1. Refuerzo en columnas de hormigón armado

El FRP se aplica como refuerzo a columnas con deficiencias en la ductilidad a flexión y/o con insuficiente capacidad a cortante. En estos casos el FRP induce tensiones de confinamiento que restringen la dilatación del hormigón para aumentar la capacidad de carga y de deformación del elemento, además de generar un mecanismo que incremente la resistencia a cortante [xvii]. El incremento del uso del encamisado de las columnas con FRP en lugar del encamisado con acero se debe a que su instalación es más rápida, es liviano, es adaptable a cualquier geometría que tenga la columna; además su alta resistencia a la corrosión reduce el mantenimiento e incrementa la durabilidad del hormigón.

El comportamiento de las columnas reforzadas con FRP, depende de múltiples factores entre ellos pueden enumerarse: la configuración de la columna (geometría y armado), la configuración del encamisado (espesor, ángulo de la fibra, número de capas y tipo de encamisado), las propiedades mecánicas de los materiales (acero, hormigón y FRP) y el estado de daño del hormigón y del acero.

Es importante considerar los siguientes aspectos del confinamiento lateral dado por el FRP [xviii]: (i) El encamisado por su esbeltez, no aumenta la rigidez lateral de la columna; al confinar el hormigón sólo mitiga los fallos locales prematuros. (ii) Los FRP son susceptibles a la rotura en los puntos localizados donde hay demanda de deformación; por ello, el encamisado con FRP no evita el pandeo de la armadura longitudinal, pero disminuye la probabilidad de que suceda. (iii) El encamisado reduce la fisuración del hormigón por corte en la zona donde se forman las rótulas plásticas, conduciendo a que las fisuras ocurran por flexión cerca a la base; no obstante, al incrementarse la demanda, la columna puede colapsar si su armadura no cuenta con la suficiente longitud de anclaje.

Los ensayos sobre columnas reforzadas con diferentes tipos de FRP han mostrado que la forma de la sección transversal de las columnas incide en el grado de confinamiento producido por el refuerzo, y que la forma óptima es la sección circular, mientras que con una sección rectangular, el confinamiento tiende a ser bajo [xix; xx]. Recientemente se ha estudiado el comportamiento de columnas huecas reparadas [xxi] y rehabilitadas [xxii] con FRP, en las cuales también hay un incremento de ductilidad y resistencia, sin embargo, aún no se ha evaluado la eficiencia del confinamiento para este tipo de secciones.

Xiao y Wu [xxiii] establecieron experimentalmente que la resistencia y el módulo de elasticidad del hormigón confinado junto con el espesor del encamisado de FRP, son parámetros importantes en el comportamiento de los elementos sometidos a cargas axiales, donde el fallo del hormigón confinado depende de la rotura del FRP. Parvin y Wang [xxiv] investigan el comportamiento en columnas rectangulares reforzadas con FRP bajo cargas excéntricas, sus resultados experimentales y numéricos muestran que se puede incrementar la resistencia y la ductilidad de las columnas, no obstante advierten que la eficiencia del refuerzo depende de la rigidez del FRP. Ozcan et al. [xxv] de acuerdo con los ensayos realizados concluyeron que el número de capas de FRP utilizado para confinar la base de las columnas, mejora apreciablemente la ductilidad del sistema, mientras que el nivel de confinamiento no aumenta en la misma proporción, además que el incremento de la resistencia fue pequeño (10%-15%).

Algunas de las investigaciones experimentales se han complementado con modelaciones numéricas. Por ejemplo: Parvin y Wang [xxvi] simulaban columnas circulares reforzadas con FRP con carga axial y bajo dos condiciones de carga lateral, una monotónica y otra cíclica,

además aplicaron un análisis considerando la no linealidad material y geométrica para involucrar degradación de la rigidez de la estructura. Sus resultados indican que con el refuerzo en la base de las columnas se mejora la rigidez y la ductilidad, además que el encamisado retrasa la degradación de la rigidez de las columnas. Parvin y Jamwal [xxvii] por medio de un análisis no lineal similar al de Parvin y Wang [xxvi], modelaron columnas rectangulares encamisadas con FRP bajo fuerzas cíclicas laterales y carga axial, donde consideraron tres configuraciones en la variaron la dirección de las capas del refuerzo. Ellos señalan que con el aumento de espesor del FRP se incrementa la resistencia a la carga axial y la ductilidad de las columnas, y que el porcentaje de este incremento depende de la dirección de las capas del laminado.

Uno de los limitantes en la modelación numérica para el análisis de las columnas reforzadas está en simular el confinamiento dado por el acero y por el FRP, por ello en algunas investigaciones se han propuesto modelos para introducir en los elementos finitos, como es el caso de Mirmiran et al. [xxviii]. Ellos proponen un modelo no lineal con plasticidad no asociada de Drucker-Prager para tener en cuenta el confinamiento hormigón, mientras que el encamisado con FRP lo consideran como un material elástico y lineal. Sin embargo, advierten que con este modelo no se puede aplicarse para establecer la pérdida de rigidez y de resistencia. Pese a que con este tipo de estudios se han realizado importantes avances, en la modelación numérica aún se deben desarrollar diferentes herramientas para simular de una forma más precisa el comportamiento de las columnas reforzadas con FRP.

2.2 Refuerzo en uniones viga-columna de hormigón armado

El comportamiento de las uniones viga-columna en una estructura tipo pórtico es un factor importante que influye en la capacidad de resistir cargas sísmicas y otras cargas laterales. En los diferentes sismos se ha identificado que el colapso de estructuras de hormigón armado y de acero se ha debido a los fallos en las uniones, principalmente en estructuras construidas antes de que se incluyeran los requisitos de diseño sísmico en las normas de diseño. Estas estructuras tienen una baja capacidad de resistencia lateral ya que carecen de detalles que desarrollen ductilidad; por ejemplo, tienen uniones sin o con escasa armadura transversal, insuficiente longitud de anclaje de la armadura de las vigas y sistemas de viga fuerte-columna débil, donde se generan en las uniones o cerca de ellas, inapropiados mecanismos de articulación plástica [iii].

Varias técnicas de refuerzo han sido aplicadas a las uniones viga-columna deterioradas o con deficiencias de diseño utilizando láminas de acero y FRP; sin embargo, la dificultad del refuerzo está en proveer un confinamiento efectivo teniendo en cuenta la complejidad del comportamiento de las uniones [ii].

La selección de una alternativa de refuerzo se debe hacer acorde con el aumento de capacidad que se requiera en la unión, donde es imprescindible revisar la resistencia de las vigas y columnas adyacentes frente a este incremento; asimismo, es necesario tomar las medidas de refuerzo necesarias para evitar, tanto el fallo frágil, como la formación de articulaciones plásticas prematuras. Todo ello, permite garantizar la efectividad del refuerzo y mejorar comportamiento global de la estructura.

Dependiendo del comportamiento esperado de las estructuras existentes y del objetivo del refuerzo en las uniones, existen diferentes configuraciones de refuerzo con FRP en las uniones viga columna. Entre ellas pueden citarse: el refuerzo a cortante en la unión [xxix; xxx]; el refuerzo en las esquinas de la unión colocando el laminado en la cara superior y/o inferior de las vigas y en el lado adyacente de la columna [xxxi; xxxii]; el encamisado con FRP en la unión y en la columna [xxix; xxx]; asimismo, cuando es necesario, en la zona adyacente a las uniones, las vigas se refuerzan a flexión [xxxii; xxxiii] y a cortante [xxxiv; xxxv; xxxvi], incluso en algunos casos, las encamisan [xxxvii; xxxviii; xxxix] para mejorar su comportamiento ante cargas cíclicas. Según la configuración del refuerzo es posible incrementar la capacidad a cortante y/o a flexión de la unión, aumentar su resistencia al giro con el fin de reducir la

probabilidad de deslizamiento de la armadura de las vigas y confinar el hormigón tanto de la unión como de la columna.

Las uniones reforzadas con FRP han sido estudiadas en menor proporción que las vigas y las columnas reforzadas con FRP. La mayoría de los estudios se han enfocado en las uniones externas, tal vez por ser este el tipo de unión en el que han ocurrido más fallos. Además la rehabilitación y la reparación en las uniones se han investigado más a nivel experimental, pero en el campo de la simulación numérica sólo ha sido considerado la rehabilitación.

El comportamiento a cortante de las uniones reforzadas con FRP se ha estudiado con mayor interés, debido a que los fallos por cortante de las uniones viga-columna durante los sismos han sido la principal causa de colapso de estructuras porticadas. Entre las investigaciones que han estudiado el efecto del cortante en las uniones exteriores se encuentran las siguientes: Gergely et al. [xxxvii], señalan que el FRP mejora su capacidad a cortante, pero que la delaminación reduce la eficiencia del refuerzo, por ello enfatizan en la importancia de la adherencia entre el laminado y el hormigón. Ghobarah y Said [xxix] investigaron uniones tipo viga fuerte-columna débil con tres configuraciones de refuerzo; ellos concluyeron que para garantizar la efectividad del refuerzo, además de requerirse una óptima adherencia entre el hormigón y el FRP, es necesario que se proporcione confinamiento en la unión. Said y Nehdi [xxx] resaltan que al reparar o rehabilitar las uniones con FRP se aumenta la resistencia y la ductilidad global de la estructura, pero que en la reparación de las uniones es necesario considerar las limitaciones debidas al daño preexistente en el hormigón y en el acero. Antonopoulos et al. [xxxiv] ensayaron uniones tipo viga fuerte-columna débil con 6 configuraciones de refuerzo, indicando que el deslizamiento del FRP afecta el comportamiento de la unión, al menos que se mejore la adherencia con anclajes mecánicos. Aunque en menor proporción, también se ha estudiado el comportamiento a cortante de las uniones internas reforzadas con FRP [xxxv; xxxix], donde el refuerzo aumenta la capacidad y la ductilidad de la unión, asimismo, la eficiencia depende de la adherencia entre el FRP y el hormigón.

Existen un número reducido de investigaciones que han estudiado otros parámetros: Granata y Parvin [xxxi; xl] ensayaron y modelaron uniones exteriores reforzadas donde mostraron que el FRP mejora la capacidad a flexión y disminuye la rotación en la unión; también identificaron que el espesor del refuerzo incide en la concentración de tensiones que ocurren en las fibras alrededor de las esquinas de la unión y que conllevan a la delaminación. Ghorabah y El-Amoury [xxxii] estudiaron cuatro configuraciones de refuerzo de uniones externas con insuficiente longitud de anclaje en la armadura de las vigas, y señalan que además de evitar el fallo por corte en la unión, es necesario que se conserve la integridad del hormigón en la zona de anclaje de la armadura de la viga para que se desarrolle su resistencia y no se produzca un fallo prematuro. Pantelides et al. [xxxvi] ensayaron las uniones internas reforzadas con insuficiente longitud de anclaje de la armadura de las vigas e indican que el FRP reduce la propagación del daño y la pérdida de rigidez, sin embargo advierten que con el refuerzo se retrasa el deslizamiento de la armadura pero no lo evita. Parvin y Wu [xxxvii] hicieron una modelación de cuatro uniones externas reforzadas con cuatro capas de CFRP colocadas en diferentes direcciones y concluyeron que el incremento de la resistencia lateral en las uniones depende de la dirección en que se coloque cada una de las capas y de su adherencia, lo que concuerda con lo estudios experimentales de otros investigadores [xxxiv; xxxix].

3. SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES COMPUESTOS

El comportamiento de las estructuras en hormigón armado reforzadas con FRP, depende de múltiples parámetros y el grado de influencia de muchos de ellos no ha sido aún determinado, lo que dificulta que experimentalmente se puedan estudiar todas las variables. Por otra parte, la heterogeneidad y la anisotropía propias de los compuestos han hecho a que no haya métodos de análisis sencillos y efectivos que permitan determinar su influencia sobre el comportamiento en las estructuras [vi].

Como consecuencia el desarrollo para optimizar el uso del FRP en las estructuras se debe realizar de forma conjunta entre el campo experimental y el campo de la simulación numérica. No obstante, es necesario el desarrollo de nuevas herramientas y mejorar las existentes, en busca de que la simulación numérica a nivel global y local represente de una forma más aproximada el comportamiento real de las estructuras reforzadas con FRP, con la finalidad obtener información que no se puede medir en los ensayos.

3.1 Teorías de simulación del comportamiento de los materiales compuestos

Los materiales compuestos están conformados por diferentes tipos de sustancias inorgánicas u orgánicas, cada uno de los materiales componentes teniendo su ley constitutiva que condiciona el comportamiento del conjunto en función de la proporción volumétrica y de la distribución morfológica que tenga dentro del compuesto [xli].

En la actualidad, gran parte de las investigaciones acerca del comportamiento de los materiales compuestos corresponden al campo experimental. Su estudio por medio de modelaciones numéricas esta en desarrollo pero presenta algunas restricciones; incluso en simulaciones recientes de elementos reforzados con FRP, se representa el comportamiento constitutivo del material compuesto como el de un material homogéneo, sin tener en cuenta el aporte de sus componentes.

Con el objetivo de solucionar esta limitación, se han propuesto diferentes teorías de simulación del comportamiento de los materiales compuestos como gestores del uso de los modelos constitutivos que representan el comportamiento de los materiales simples que componen los materiales compuestos. Estas teorías de simulación son herramientas que pueden ser utilizadas dentro de una técnica de aproximación de elementos finitos para simular apropiadamente el comportamiento de los materiales compuestos, entre ellas las más relevantes son:

3.1.1 Teoría de la homogenización. Dentro de la mecánica de medios continuos requiere del análisis desde dos escalas diferentes: una macroscópica en la que se determina el comportamiento de la estructura; y una microscópica en la que se obtiene el comportamiento del compuesto partiendo de la respuesta de sus componentes [xlii].

3.1.2 Teoría de las mezclas. Considera que el comportamiento de cada componente define el comportamiento global del compuesto. Parte de la mecánica del continuo local bajo el principio de interacción de las sustancias que componen el material, suponiendo que en el volumen infinitesimal del compuesto participan en conjunto todos sus componentes. Asimismo, considera que cada uno de ellos contribuye al comportamiento del compuesto en la misma proporción que su participación volumétrica [xliii].

Este artículo esta orientado bajo el lineamiento de la Teoría de Mezclas, tomando como base la teoría de mezclas serie/paralelo propuesta por Rastellini [i], y que ha sido validada a través de la comparación de los resultados con diferentes pruebas experimentales [i; xliiv]. Esta teoría se fundamenta en la teoría de mezclas clásica inicialmente estudiada por Trusdell y Topin (1960).

3.2. Anisotropía en los materiales compuestos

Debido a las diferencias en el comportamiento entre los componentes y a la forma en la que están distribuidas las fibras y la matriz, los materiales compuestos tienen una elevada anisotropía, además de un comportamiento no lineal [xli]. La elevada anisotropía de los materiales compuestos también conduce a que su simulación a través del método de los elementos finitos sea compleja, siendo esta una de las limitaciones del uso de la simulación numérica. No obstante, Car et al. [vii], con base en la teoría del mapeo de espacios y la teorías de mezclas de los materiales compuestos logran involucrar cada uno de los componentes del compuesto en el análisis de una estructura, donde la anisotropía del compuesto es el resultado

de la participación de cada uno de los materiales que lo componen con su respectivo comportamiento (isótropo, ortótropo o anisótropo).

Oller et al. [xlv] proponen la teoría del mapeo de espacios para modelizar el complejo mecanismo de fallo de los materiales anisótropos, el cual con base en el concepto de mapeo de los tensores de tensiones y de deformaciones desde un espacio anisótropo real a un espacio ficticio isótropo, estableciendo una relación biunívoca entre el comportamiento anisótropo del material real y el comportamiento de un material isótropo ficticio cualquiera. Con la generalización de esta teoría para el campo de grandes deformaciones propuesta por Car et al. [vii], se puede formular en la configuración referencial o espacial utilizando la cinemática lagrangeana total o actualizada respectivamente. Esta formulación parte del concepto de mapeo de tensiones propuesto por Betten, el cual permite el transporte en forma lineal del tensor de tensiones de un espacio real a un espacio ficticio. Cabe anotar que al hacer la transformación lineal se garantiza la convexidad de la función de fluencia y del potencial plástico, cumpliéndose con ello la segunda ley de la termodinámica. Sin embargo, la propuesta de hacer solo el mapeo de tensiones parte de la hipótesis que las deformaciones elásticas son idénticas en ambos espacios, lo cual es una limitación por excluir el análisis del comportamiento de los materiales no proporcionales como los materiales compuestos [xli]. Para evitar esta limitación, la teoría del mapeo de espacios, aparte del transporte en el espacio de tensiones, propone el transporte en el espacio de deformaciones.

En la figura 1 se observan los espacios de tensiones y de deformaciones anisótropo real e isótropo ficticio; además se indica la relación entre ellos a través de dos tensores simétricos de cuarto orden (A^σ, A^ϵ), los cuales contienen la información sobre las propiedades del material anisótropo obtenidas mediante ensayos experimentales [xlvi].

La teoría de mapeo de espacios para materiales anisótropos permite generalizar la formulación clásica isótropa en el análisis del comportamiento de materiales anisótropos. Básicamente, el análisis sobre cada punto de Gauss consiste en transportar el tensor predictor de tensión y el tensor de deformación de un material anisótropo de un espacio real anisótropo a un espacio ficticio isótropo; luego, en el espacio ficticio isótropo se realiza la integración de la ecuación constitutiva isótropa para obtener el nuevo estado tensional y el tensor constitutivo tangente correspondiente; una vez calculados los tensores resultantes, los tensores de tensión, de deformación y constitutivo tangente, se transportan al espacio real anisótropo [xlvii].

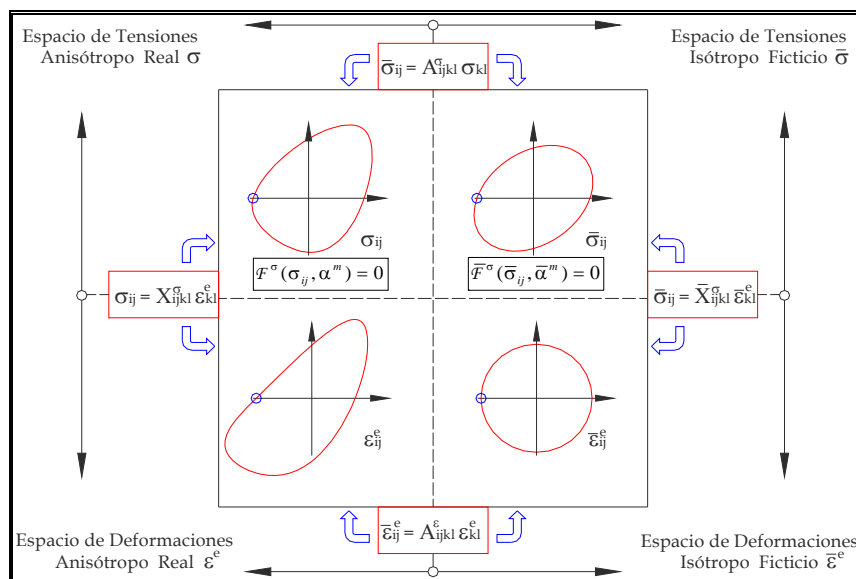


Figura 1 Relación entre el espacio isótropo ficticio y el espacio anisótropo real para pequeñas deformaciones [xlvi].

La implementación del mapeo de espacios de tensiones y de deformaciones es una herramienta numérica útil para trabajar con materiales anisótropos, ya que permite el uso de las funciones de fluencia, potenciales plásticos y algoritmos de integración de las ecuaciones constitutivas para materiales isotrópicos en el análisis de comportamiento de materiales anisótropos [xli]. Además, al integrarlo con la teoría de mezclas, permite que el estudio de la anisotropía de los compuestos no sea una restricción.

3.3 Teoría de mezclas serie/paralelo

En la teoría serie/paralelo, se considera que en una dirección particular los componentes se comportan en paralelo y en las otras direcciones en serie [i]. En el caso de los polímeros reforzados externamente con fibras de carbono (CFRP), la dirección en paralelo corresponde a la dirección de la fibra y, en el caso del hormigón armado, a la dirección de la armadura. La teoría parte de las siguientes hipótesis:

- En cada volumen infinitesimal del compuesto participan en conjunto todos sus componentes, es decir que la distribución de los componentes es homogénea.
- Los componentes tienen una misma deformación en la dirección en paralelo (condición de isodeformación). Los componentes tienen una misma tensión en la dirección en serie (condición de isotensión).
- La adherencia entre los componentes es perfecta.
- La contribución de los componentes en la respuesta del compuesto es proporcional a su participación volumétrica de cada material componente.
- El volumen ocupado de cada material componente es inferior al volumen total del compuesto.

Esta formulación plantea combinar el comportamiento de los materiales componentes con el fin de obtener la respuesta del material compuesto. Por ello, la anisotropía global de los materiales compuestos se considera como el resultado de la interacción de los componentes. Adicionalmente, la teoría serie/paralelo permite que se analicen los materiales componentes que presenten cualquier tipo de no linealidad como el daño y la plasticidad.

3.3.1 Definición de los componentes en serie y en paralelo de los tensores deformación y de tensión [xlviii]

El tensor deformación ε se descompone una parte en serie ε_S y otra en paralelo ε_P por medio de los tensores de proyección (P_P, P_S) de cuarto orden en paralelo y en serie respectivamente:

$$\varepsilon = \varepsilon_P + \varepsilon_S \quad (1)$$

$$\varepsilon_P = P_P : \varepsilon \quad \varepsilon_S = P_S : \varepsilon \quad (2)$$

El tensor de tensiones σ también se separa en sus componentes en serie σ_S y en paralelo σ_P :

$$\sigma = \sigma_P + \sigma_S \quad (3)$$

$$\sigma_P = P_P : \sigma \quad \sigma_S = P_S : \sigma \quad (4)$$

donde los tensores de proyección de cuarto orden se hallan a través del tensor de proyección paralelo de segundo orden N_P y del tensor identidad de cuarto orden I ,

$$P_P = N_P \otimes N_P \quad P_S = I - P_P \quad (5)$$

N_P es función del vector unidad e_l que indica la dirección del comportamiento en paralelo, es decir, la dirección de la fibra

$$N_P = e_l \otimes e_l \quad (6)$$

3.3.2 Ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad en las capas del compuesto [xlix]

Con el fin de minimizar el costo computacional, la implementación numérica de la teoría fue desarrollada para descomponer el compuesto c en un determinado número de capas $ncap$, tal

que cada capa j esté conformada por una matriz m y una fibra f . Consecuentemente, de acuerdo con las hipótesis enunciadas, en cada capa del compuesto j se plantean las siguientes ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones:

- Comportamiento en paralelo

$${}^c_j \boldsymbol{\varepsilon}_P = {}^m_j \boldsymbol{\varepsilon}_P = {}^f_j \boldsymbol{\varepsilon}_P \quad (7)$$

$${}^c_j \boldsymbol{\sigma}_P = {}^m_j k \cdot {}^m_j \boldsymbol{\sigma}_P + {}^f_j k \cdot {}^f_j \boldsymbol{\sigma}_P \quad (8)$$

- Comportamiento en serie

$${}^c_j \boldsymbol{\sigma}_S = {}^m_j \boldsymbol{\sigma}_S = {}^f_j \boldsymbol{\sigma}_S \quad (9)$$

$${}^c_j \boldsymbol{\varepsilon}_S = {}^m_j k \cdot {}^m_j \boldsymbol{\varepsilon}_S + {}^f_j k \cdot {}^f_j \boldsymbol{\varepsilon}_S \quad (10)$$

Para garantizar el principio de conservación de masa en cada capa, los porcentajes de participación volumétrica de la matriz y de la fibra de la capa j (${}^m_j k$, ${}^f_j k$) deben cumplir con la siguiente ecuación

$${}^n_j k = \frac{d {}^n_j V}{d V_j} \quad n = \{m, f\} \quad \Rightarrow \quad {}^m_j k + {}^f_j k = 1 \quad (11)$$

donde ${}^n_j V$ representa el volumen de la matriz m o de la fibra f de la capa j , y V_j es el volumen de la capa j del compuesto analizado c .

3.3.3 Ecuación constitutiva de los materiales de las capas del compuesto

Como la implementación de la teoría serie/paralelo se realiza a nivel constitutivo a partir del estado de deformación en un punto de Gauss, una vez obtenida la deformación del compuesto ${}^c \boldsymbol{\varepsilon}$, se calcula el estado tenso-deformacional de cada componente cumpliendo con las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad, para luego hallar el estado de tensiones y de deformaciones del compuesto. El estado de tensiones y de deformaciones de los componentes se determina a través de la ecuación constitutiva que rige el comportamiento de cada uno:

$${}^n_j \boldsymbol{\sigma} = {}^n_j \mathbf{C} : {}^n_j \boldsymbol{\varepsilon}^e = {}^n_j \mathbf{C} : ({}^n_j \boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^p) \quad n = \{m, f\} \quad (12)$$

donde ${}^n_j \mathbf{C}$ es el tensor constitutivo de cada componente de la capa j del compuesto.

La descomposición del operador tangente inducida por la separación del comportamiento en serie y paralelo de cada componente [1], queda establecida como

$${}^n_j \mathbf{C} = \begin{bmatrix} {}^n_j \mathbf{C}_{PP} & {}^n_j \mathbf{C}_{PS} \\ {}^n_j \mathbf{C}_{SP} & {}^n_j \mathbf{C}_{SS} \end{bmatrix} \quad n = \{m, f\}$$

$${}^n_j \mathbf{C}_{PP} = \frac{\partial {}^n_j \boldsymbol{\sigma}_P}{\partial {}^n_j \boldsymbol{\varepsilon}_P} = \mathbf{P}_P : {}^n_j \mathbf{C} : \mathbf{P}_P \quad {}^n_j \mathbf{C}_{PS} = \frac{\partial {}^n_j \boldsymbol{\sigma}_P}{\partial {}^n_j \boldsymbol{\varepsilon}_S} = \mathbf{P}_P : {}^n_j \mathbf{C} : \mathbf{P}_S$$

$${}^n_j \mathbf{C}_{SP} = \frac{\partial {}^n_j \boldsymbol{\sigma}_S}{\partial {}^n_j \boldsymbol{\varepsilon}_P} = \mathbf{P}_S : {}^n_j \mathbf{C} : \mathbf{P}_P \quad {}^n_j \mathbf{C}_{SS} = \frac{\partial {}^n_j \boldsymbol{\sigma}_S}{\partial {}^n_j \boldsymbol{\varepsilon}_S} = \mathbf{P}_S : {}^n_j \mathbf{C} : \mathbf{P}_S \quad (13)$$

3.3.4 Algoritmo de la teoría serie/paralelo

En la figura 2 se observa el algoritmo de desarrollo de la teoría serie/paralelo. Se observa que, una vez que se determina el tensor deformación del compuesto, en cada capa j se descompone el tensor de deformación en sus partes en serie y en paralelo, con el fin de calcular las correspondientes deformaciones en la matriz y en la fibra.

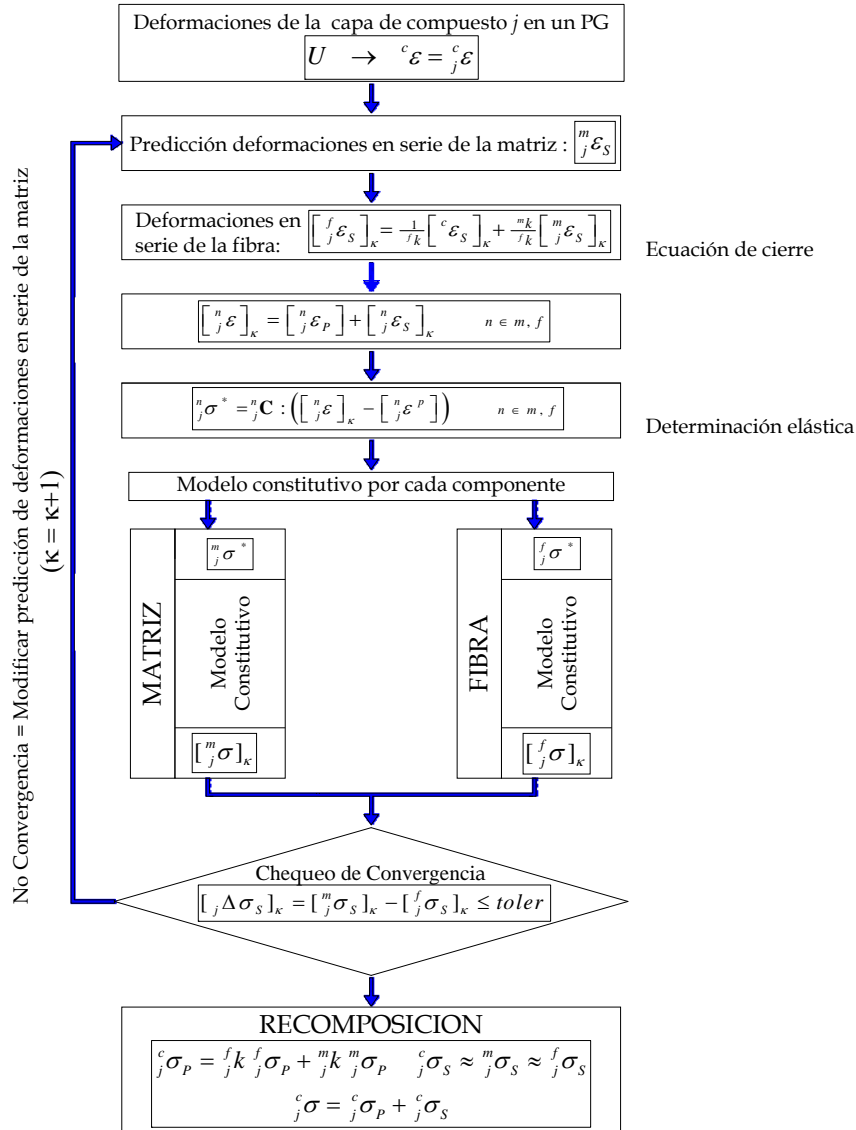


Figura 2 Esquema de solución de la teoría de mezclas serie/paralelo en pequeñas deformaciones para una capa de un compuesto en un punto de gauss para un paso $i+1$ [li]

Según la teoría serie/paralelo, la deformación en paralelo de los componentes es la misma, mientras que la deformación en serie es diferente para cada componente; por ello, en el análisis de la parte en serie requiere de una primera aproximación de la deformación en serie de alguno de los componentes. En este caso, en la implementación se tomó como predictor, el tensor de deformación en serie de la matriz del compuesto para determinar el tensor de deformación en serie de la fibra con base en la ecuación (10) [xliv].

El predictor del tensor de deformación para el paso de carga $i+1$ en la iteración k , parte de los valores convergidos del paso anterior i y la predicción del incremento del tensor de deformación en la iteración k

$${}^{i+1} [{}^m_j \epsilon_s]_k = {}^i [{}^m_j \epsilon_s] + [{}^m_j \Delta \epsilon_s]_k \quad (14)$$

Para la primera predicción se propone la ecuación (15), donde se considera que las componentes en serie y paralelo son distribuidas de acuerdo con el tensor constitutivo de los componentes determinado en el paso anterior convergido i [i].

$$\begin{aligned} \left[{}^m\Delta\epsilon_s \right]_0 &= {}_j\mathbf{A} : \left[{}^f\mathbf{C}_{ss} : {}^c\Delta\epsilon_s + {}^fk({}^f\mathbf{C}_{sp} - {}^m\mathbf{C}_{sp}) : {}^c\Delta\epsilon_p \right] \\ {}_j\mathbf{A} &= \left({}^fk {}^f\mathbf{C}_{ss} + {}^mk {}^m\mathbf{C}_{ss} \right)^{-1} \quad {}^c\Delta\epsilon_s = {}^{i+1} \left[{}^c\epsilon_s \right] - {}^i \left[{}^c\epsilon_s \right] \end{aligned} \quad (15)$$

La ecuación (9) de equilibrio de tensiones, se verifica calculando la tensión residual de la capa ${}_j\Delta\sigma_s$, comprobando que sea menor que una tolerancia *Toler*

$${}_j\Delta\sigma_s = {}^m{}_j\sigma_s - {}^f{}_j\sigma_s \leq Toler \quad (16)$$

Cuando la tensión residual es mayor, la predicción de la deformación de la matriz se corrige en forma iterativa. Una vez obtenida una tensión residual menor que la tolerancia, se hace la recomposición de los tensores de tensión y de deformación de la capa *j*.

3.3.5 Ecuación de equilibrio en el compuesto

El análisis de cada capa proporciona el tensor de tensión del compuesto ${}^c\sigma$ como a la suma de los tensores de tensión de las capas del compuesto *ncap* ponderados por el porcentaje de participación volumétrica de cada capa ${}_jk$

$${}^c\sigma = \sum_{j=1}^{ncap} {}_jk {}^c{}_j\sigma = \sum_{j=1}^{ncap} {}_jk ({}^c{}_j\sigma_p + {}^c{}_j\sigma_s) \quad (17)$$

Para garantizar el principio de conservación de masa en el compuesto, los porcentajes de participación volumétrica de las capas del compuesto deben cumplir la condición

$${}_jk = \frac{dV_j}{dV_c} \quad \Rightarrow \quad \sum_{j=1}^{ncap} {}_jk = 1 \quad (18)$$

donde V_j es el volumen de la capa *j* del material y V_c corresponde el volumen total del material compuesto *c*.

4. APLICACIÓN DE LA TEORÍA SERIE/PARALELO A LA SIMULACIÓN NUMERICA EN 2 DIMENSIONES

El estudio de los efectos que han producido los grandes sismos en estructuras tipo pórtico pone en evidencia que las zonas más susceptibles a daño son las uniones viga columna y las bases de las columnas [iii]. Por ello, con el propósito de garantizar la estabilidad de las estructuras durante un evento extremo, en muchos estudios se hace énfasis en la necesidad de la rehabilitación y reparación de las estructuras antiguas o de las estructuras construidas antes de las actuales normas de diseño, siendo una de las alternativas de refuerzo el uso los polímeros reforzados con fibras largas (FRP) [v; vi; xiv; xv; xvi; xvii].

Utilizando la teoría de de mezclas serie/paralelo en el programa de elementos finitos PLCDYN [I], se muestra en este apartado un estudio de estructuras porticadas reforzadas con FRP. Se realizó un análisis no lineal estático incremental (pushover analysis) de diez estructuras planas con una misma geometría. Cinco de ellas son de hormigón simple y las otras son de hormigón armado, con distintas configuraciones de refuerzo utilizando polímeros reforzados con fibras de carbono CFRP [li].

Aunque los FRP como refuerzo se emplea en estructuras de hormigón armado o de acero, se estudió también, el comportamiento de las estructuras de hormigón simple reforzadas, con el propósito de analizar únicamente la influencia del refuerzo de FRP sobre las estructuras.

4.1. Descripción de los modelos estudiados

4.1.1 Geometría y configuraciones de refuerzo

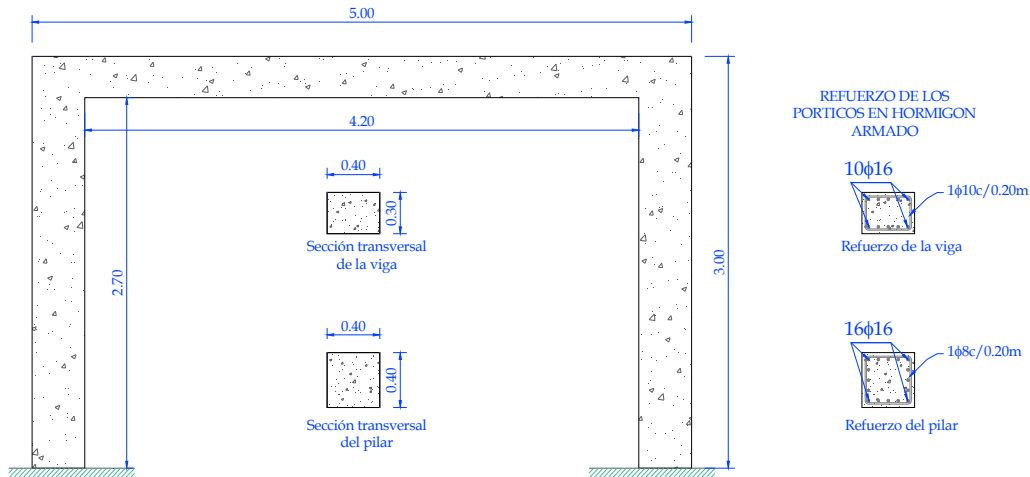


Figura 3 Geometría tipo de las estructuras porticadas [xliv]

En la figura 3 se indica la geometría de los diez modelos junto con las armaduras de la viga y de las columnas para los pórticos en hormigón armado. En la figura 4 se presentan las configuraciones del refuerzo con CFRP, y en la tabla 1 se indica la nomenclatura utilizada para identificar los modelos.

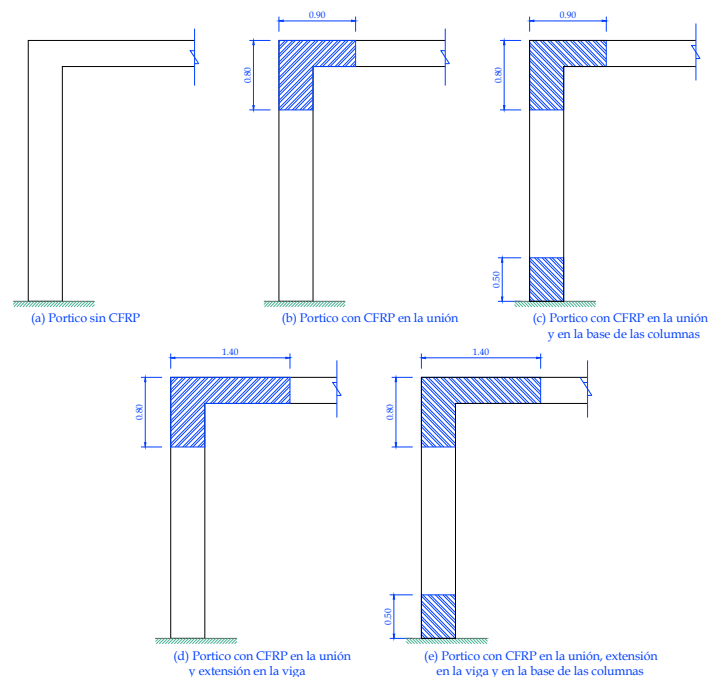


Figura 4 Modelos de los pórticos con las diferentes configuraciones de refuerzo [li]

Tabla 1 Nomenclatura de los modelos de los pórtico.		
Tipo de hormigón Tipo de pórtico	Sin armadura de acero	Con armadura de acero
Pórtico sin CFRP (Figura 4 (a))	SASF	ASF
Pórtico con CFRP en la unión (Figura 4 (b))	SAF	AF
Pórtico con CFRP en la unión y en la base de la columna (Figura 4 (c))	SAFC	AFC
Pórtico con CFRP en la unión y extensión en la viga (Figura 4 (d))	SAFV	AFV
Pórtico con CFRP en la unión, extensión en la viga y en la base de la columna (Figura 4(e))	SAFCV	AFCV

El refuerzo en las columnas de estos modelos corresponde a dos capas orientadas a 0 y a 90 grados para tener en cuenta que la eficiencia del encamisado de la columna depende de las direcciones en que se coloque la fibra [xxvii]. Asimismo, cuatro de los diez pórticos analizados tienen CFRP en la base de las columnas dado que según los resultados experimentales [xxv; xxvi] su nivel de influencia es notorio en la capacidad y en la ductilidad en las columnas. Con el fin de tener un mejor comportamiento de la viga ante un desplazamiento lateral, en los modelos con refuerzo se encamisó la viga en las zonas cercanas a las uniones viga-columna de acuerdo con los estudios experimentales [xxxvii; xxxviii]. Se seleccionaron dos longitudes de refuerzo en la viga para hacer una comparación del comportamiento cuando el refuerzo se extiende desde el borde de la unión dos y cuatro veces la altura efectiva de la viga.

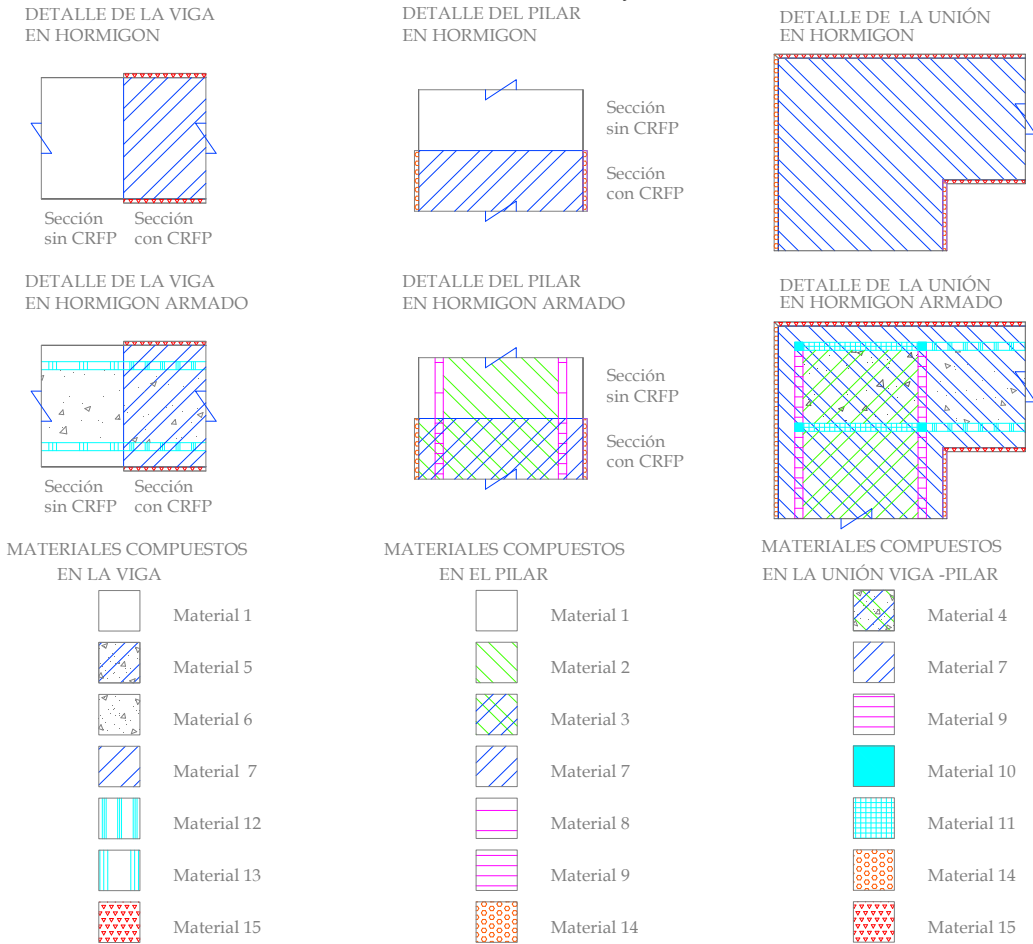


Figura 5 Configuración de los materiales compuestos en los pórticos [li]

Tabla 2 Porcentajes de los componentes en los materiales compuestos de los pórticos [li]

Material compuesto	Matriz de Hormigón	Acero longitudinal	Acero Vertical	Cercos Horizontales	Cercos Verticales	Matriz Polimérica	CFRP 0° Horizontal	CFRP 90° vertical
1	100							
2	98.70		1.10	0.20				
3	97.53		1.10	0.17		0.40	0.40	0.40
4	97.71		1.09			0.40	0.40	0.40
5	98.70				0.10	0.40	0.40	0.40
6	99.90				0.10			
7	98.80					0.40	0.40	0.40
8	87.13		12.67	0.20				
9	86.04		12.59	0.17		0.40	0.40	0.40
10	81.51	4.84	12.45			0.40	0.40	0.40
11	92.87	4.84	1.09			0.40	0.40	0.40
12	93.86	4.87			0.07	0.40	0.40	0.40
13	95.00	4.90			0.10			
14						34.00	66.00	
15						34.00		66.00

En estos ejemplos, con la teoría serie/paralelo las matrices de los compuestos son el hormigón y la resina polimérica, mientras que el acero y la fibra de carbono constituyen el refuerzo. En la figura 5 se indican los materiales compuestos asignados a los elementos estructurales de los modelos, dependiendo de si tienen o no armadura. Los porcentajes volumétricos en los que participan los componentes en cada material compuesto se señalan en la tabla 2, donde se especifica la dirección de las fibras del compuesto considerada como parte de la anisotropía del compuesto. Las propiedades de los materiales simples se muestran en la tabla 3.

Tabla 3 Propiedades mecánicas de los materiales componentes de los compuestos en los pórticos

Material	Criterio de fluencia	$E_x=E_y=E_z$ [MPa]	ν	σ_c [MPa]	σ_t [MPa]	G_c [kPa·m]	G_t [kPa·m]
Hormigón	Mohr-Coulomb	$2.5 \cdot 10^4$	0.20	30.0	3.0	50.0	5.0
Acero	Von Mises	$2.1 \cdot 10^5$	0.00	270.0	270.0	2000.0	2000.0
Matriz polimérica	Mohr-Coulomb	$1.2 \cdot 10^4$	0.20	87.5	29.2	36.0	3.0
Fibra de carbono	Von Mises	$1.5 \cdot 10^5$	0.00	2300.0	2300.0	2000.0	2000.0

4.1.2 Descripción de los modelos constitutivos aplicados a los materiales

Los modelos analizados por control de desplazamientos, tienen una malla de elementos finitos rectangulares de 4 nodos. En lo que respecta al análisis del comportamiento de los materiales simples, para determinar el daño en el hormigón y la matriz polimérica del compuesto se aplicó el modelo de daño de Kachanov, el acero se consideró como un material elasto-plástico utilizando el algoritmo Euler, mientras que la fibra de carbono se analizó como un material elástico y lineal. En todos los casos se ha partido de la hipótesis que no hay daño inicial en el pórtico, por lo que los ejemplos corresponden al caso rehabilitación con FRP. Además se supuso la adherencia inicial entre el refuerzo y el hormigón es perfecta.

4.2 Análisis del comportamiento de los modelos de hormigón simple y de hormigón armado

4.2.1 Resistencia y rigidez

En la figura 6 se observa que los diferentes modelos tienen una rigidez inicial similar, su comportamiento se conserva lineal aproximadamente hasta los 0.0015m; luego, según la configuración del refuerzo del sistema, la pérdida rigidez varía de acuerdo con el desarrollo del daño y de plasticidad. La resistencia máxima de cada caso se indica en la tabla 4.

En lo que respecta al comportamiento de las estructuras de hormigón simple, la resistencia del sistema aumenta casi un 40% cuando se coloca CFRP en la base de las columnas. Por el contrario, en los casos con CFRP en la unión y en la viga (SAF y SAFV), el aumento de la resistencia del sistema es pequeño, un 5% y un 6%, respectivamente. Asimismo, se observa que los modelos con refuerzo adicional en la viga (SAFV y SAFVC) muestran un comportamiento dúctil después de alcanzar su capacidad máxima y, en los dos casos conservan una pérdida de resistencia menor al 24%. Se aprecia como el modelo SAFC tiene una tendencia de pérdida de resistencia similar al modelo SAF, donde el refuerzo en las columnas incrementa la resistencia del sistema pero no incide en su ductilidad.

De otra parte, en los pórticos de hormigón armado, al reforzarse solo la unión (AF) hay un pequeño incremento en la resistencia del orden de 7%. Cuando el refuerzo se coloca en la base de las columnas (AFC) o más allá de la zona de confinamiento en las vigas (AFV), el aumento de la resistencia llega a un 27%. Al reforzar tanto la base de las columnas como la viga (AFCV), la resistencia se incrementa un 50%. A diferencia de los modelos con hormigón simple, en todos los casos con armadura hay ductilidad independientemente del refuerzo. En los pórticos de hormigón armado, el FRP como refuerzo, aumenta la capacidad de la estructura, dado que al disminuir el nivel de daño en el hormigón, posterga la plastificación del acero.

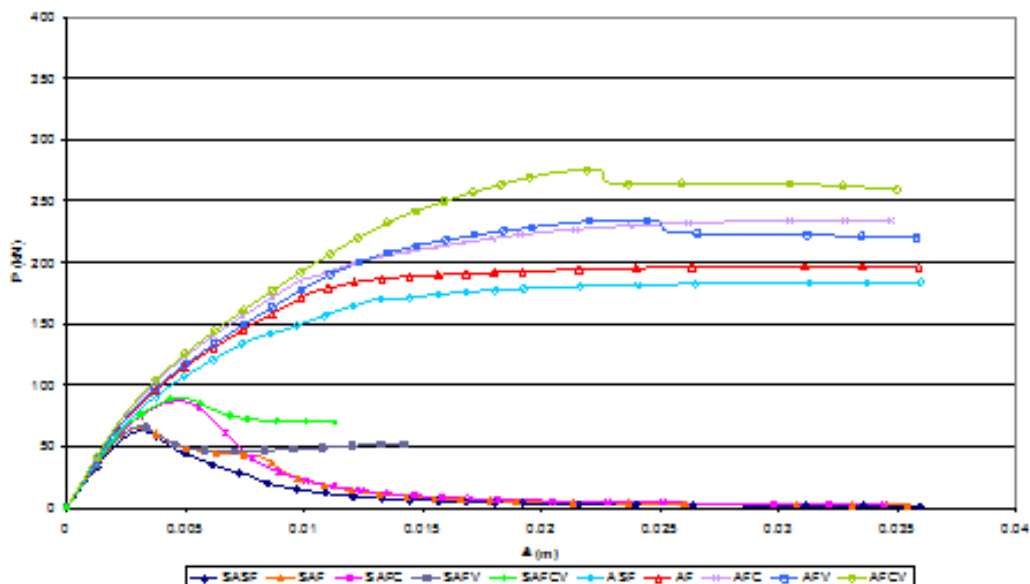


Figura 6 $P-\Delta$ pórticos de hormigón simple y de hormigón con armadura de acero [li]

Tabla 4 Fuerzas máximas y desplazamientos en la mitad del claro de la viga.

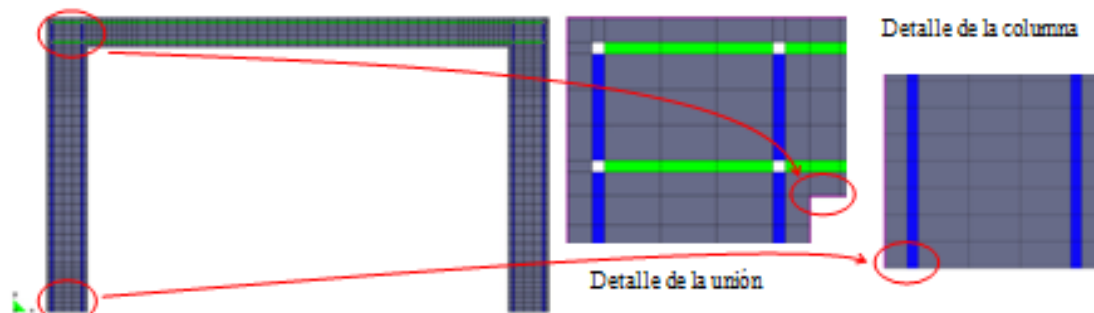
Hormigón armadura	sin	SASF	SAF	SAFC	SAFV*	SAFCV*
Fuerza máxima (kN)		62.36	65.48	87.65	66.06	89.73
Δ_{Pmax} (m)		0.0030	0.0030	0.0048	0.0031	0.0048
Hormigón armadura	con	ASF	AF	AFC	AFV	AFCV
Fuerza máxima (kN)		183.62	196.54	233.98	234.49	274.96
Δ_{Pmax} (m)		0.0354	0.0318	0.0312	0.0233	0.0222

* Modelo con pérdida convergencia

Es relevante notar que el refuerzo no aumenta la rigidez lateral de los pórticos, lo que coincide con la observación de Tastani y Pantazopoulou [xviii]. Con el refuerzo hay un incremento de la resistencia a cortante y a flexión [xxiv; xxv; xxix; xxx; xxxi], no obstante, el nivel de incremento de resistencia depende de la configuración del refuerzo que se seleccione y de la armadura de los pórticos. En lo que respecta a la ductilidad, cabe anotar que su aumento depende de la distribución de la armadura; si la armadura es insuficiente, el refuerzo con FRP incrementa considerablemente la ductilidad del sistema; pero si la armadura aporta por sí misma ductilidad al sistema, al reforzarlo el incremento en la ductilidad es imperceptible.

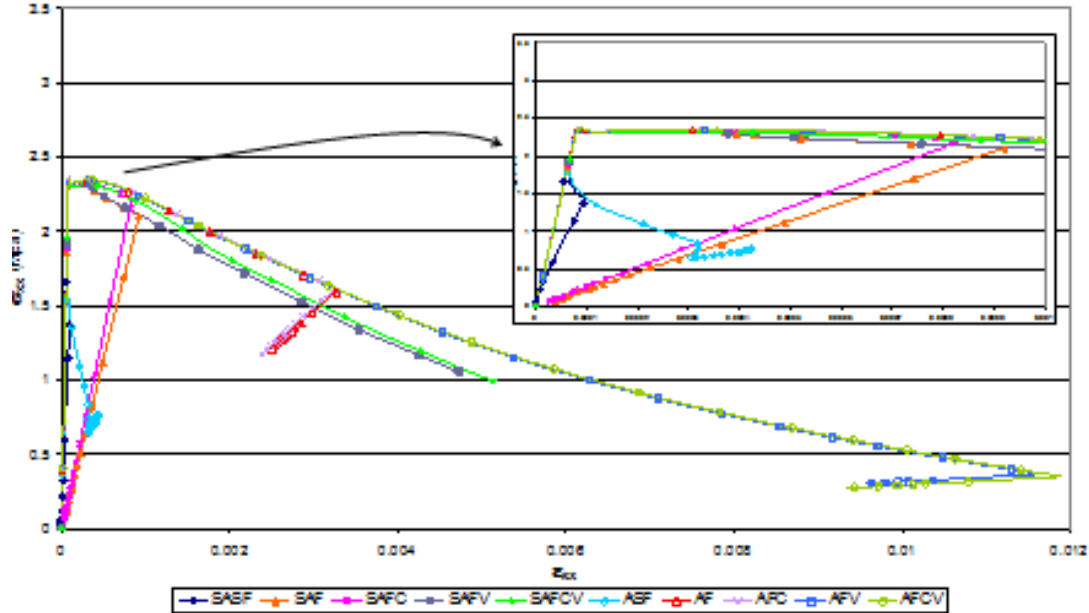
4.2.2 Tensiones y deformaciones en los componentes de los materiales compuestos

Una de las ventajas de la teoría serie/paralelo es que permite identificar durante el proceso de carga, el estado de tensiones y de deformaciones tanto del compuesto como de sus componentes. Para observar la evolución de las tensiones en los diferentes materiales, se tomaron dos puntos de referencia que se indican en la figura 7: uno de ellos, en la esquina izquierda, interna donde se analiza las deformaciones y las tensiones en x, y el otro, en la base de la columna izquierda, para el análisis de las deformaciones y las tensiones en y.

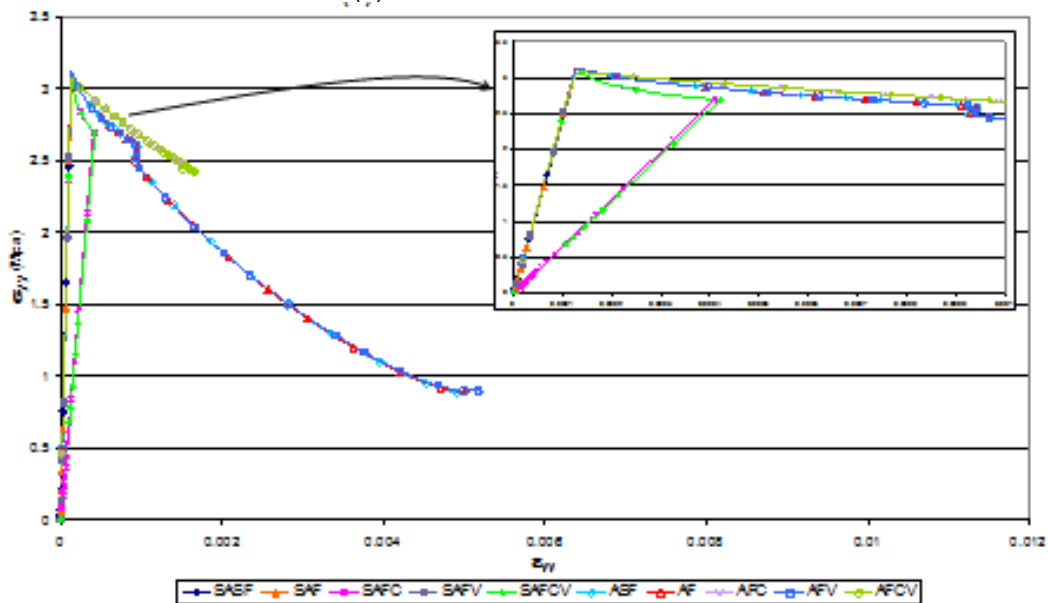
**Figura 7** Elementos en los que se miden las deformaciones y las tensiones [li]

En la figura 8(a) se muestran las tensiones en x del hormigón. Se aprecia que en los modelos SASF y ASF se tiene una pérdida de resistencia inicial similar, con la diferencia que en el caso SASF, debido a la mayor degradación del hormigón, hay una descarga total, mientras que en el modelo ASF, el elemento pierde resistencia sin presentar descarga. Los modelos de hormigón sin armadura (SAF, SAFV, SAFC y SAFCV) tienen una pérdida de resistencia inicial similar; los modelos SAF y SAFC presentan descarga total, posiblemente, por la pérdida de resistencia del sistema; entretanto los casos SAFV y SAFCV no evidencian descarga, aunque cabe anotar que estos modelos perdieron convergencia antes de aplicar el 40% del desplazamiento total. En lo que respecta a los pórticos de hormigón armado con refuerzo, los modelos tienen una curva de pérdida de resistencia similar. La diferencia consiste en que los casos AF y AFC muestran una descarga parcial equivalente a un 28% de la deformación máxima cuando se refuerza la viga (AFV y AFCV).

Referente a las tensiones en y en el hormigón indicadas en la figura 8 (b), los modelos de hormigón simple que presentan pérdida de resistencia son los reforzados en la base de la columna (SAFC y SAFCV); los otros tienen un comportamiento lineal y en todos los casos hay una descarga total. Los modelos de hormigón con armadura pero sin refuerzo en la base de la columna (AF y AFV) muestran una pérdida de resistencia similar alcanzando un porcentaje de pérdida del 75%; asimismo, el comportamiento de los casos AFC y AFCV es similar, con un 15% pérdida de resistencia.

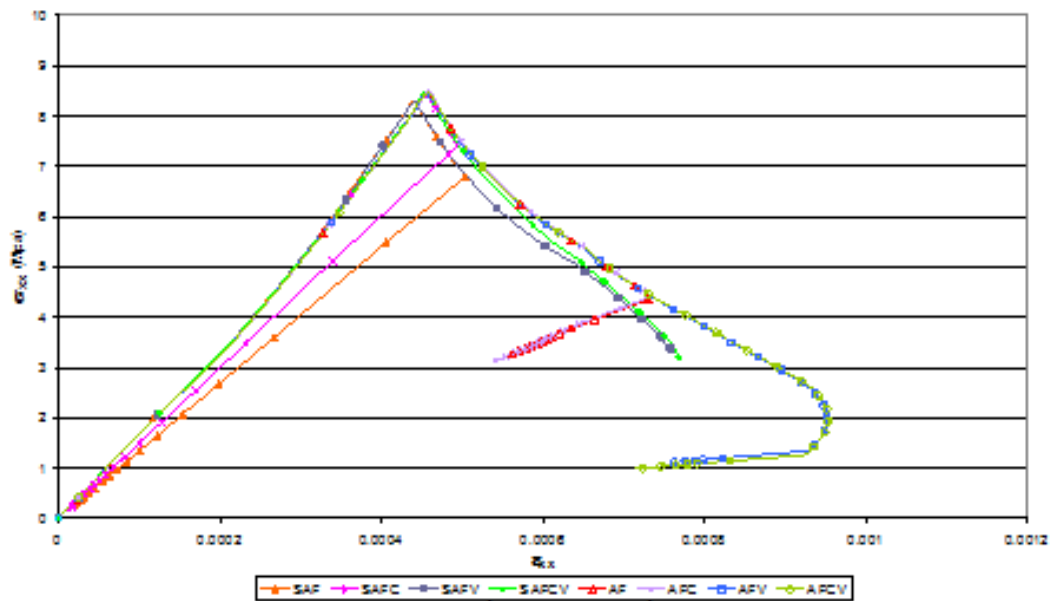


(a) Tensión -deformación en x

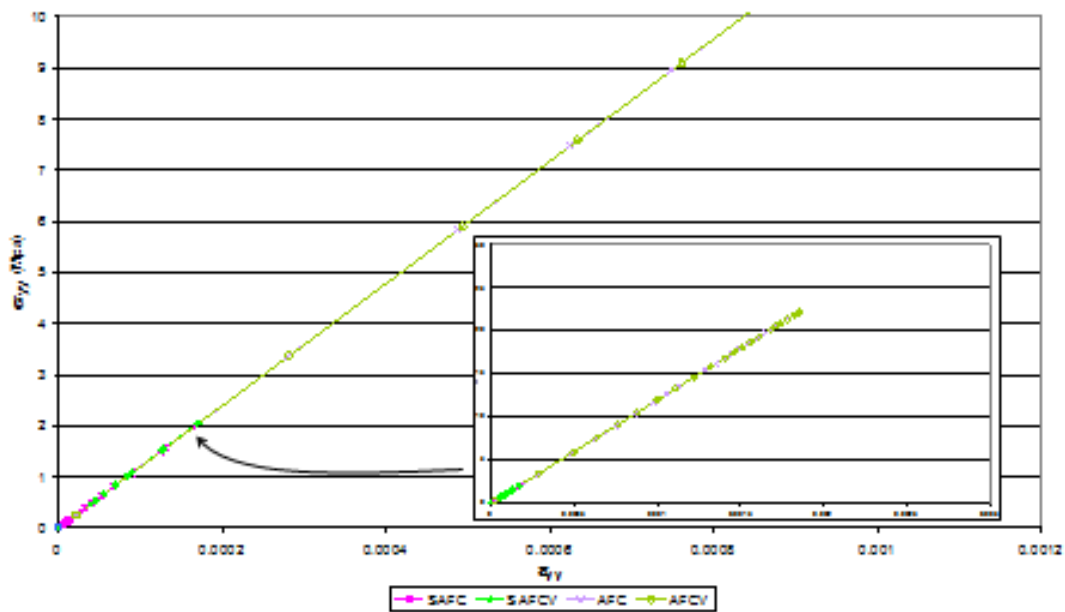


(b) Tensión deformación en y

Figura 8 Tensión deformación a tracción en el hormigón. [li]



(a) Tensión deformación en x



(b) Tensión deformación en y

Figura 9 Tensión deformación a tracción en la matriz del CFRP. [li]

En la figura 9 se observa el comportamiento de la matriz del CFRP. En la dirección x en la esquina de la unión, pese a que la fibra de carbono se mantiene en el rango lineal elástico y que sólo se ha alcanzado un 30% de la resistencia a tracción de la matriz (Figura 9 (a)), su comportamiento se ve afectado por el daño y pérdida de resistencia del hormigón. El comportamiento no lineal de la matriz se debe a que con el daño del hormigón, en esta zona hay grandes desplazamientos a nivel local. Dependiendo de lo que sucede en el hormigón, la matriz en los pórticos con hormigón simple, los casos SAF y SAFC se descargan totalmente, mientras que los modelos SAFV y SAFV sólo presentan pérdida de resistencia. La pérdida de resistencia inicial de los casos SAFC y SAFCV es similar a la de los modelos de hormigón armado hasta alcanzar un 50% de la deformación máxima de los modelos AFV y AFCV. En los pórticos con hormigón armado, los modelos AF y AFC se descargaron parcialmente con un 80% de la deformación máxima de los casos AFV y AFCV.

Por contrario en la dirección y de la base de la columna, como se ve en la figura 9 (b), aunque hay daño y pérdida de resistencia en el hormigón, el comportamiento de la matriz polimérica es lineal y elástico para todos los casos. Esto es debido a que en esta zona no hay desplazamientos locales que afecten el comportamiento lineal de la matriz. Los pórticos de hormigón simple, por su baja capacidad carga lateral, tienen una tensión máxima alrededor del 10% de la resistencia a tracción, mientras que los pórticos de hormigón armado alcanzan un 80%.

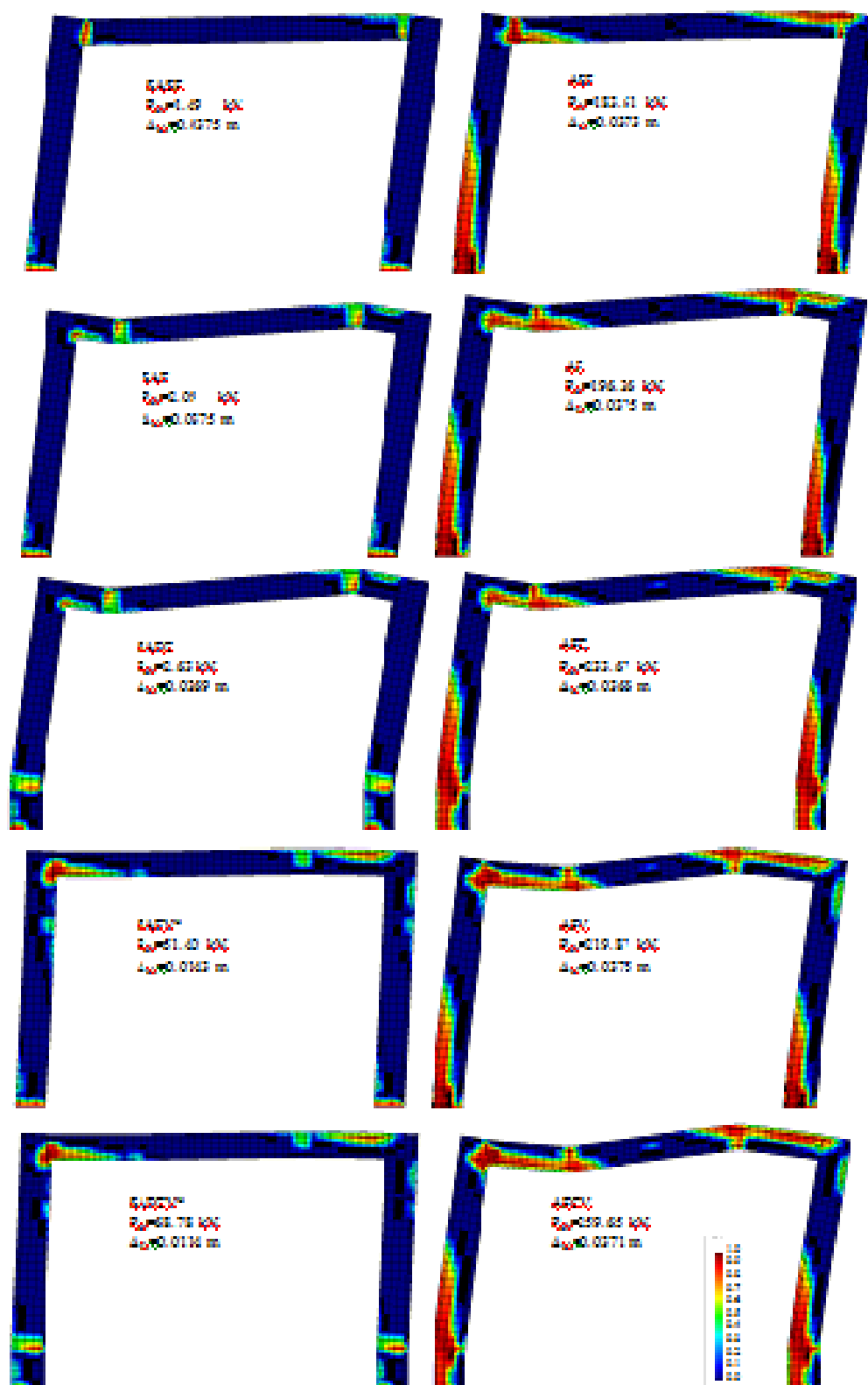
4.2.3 Daño

Otra de las ventajas que tiene el uso de la teoría serie/paralelo, es que al asignar un modelo constitutivo a cada componente de los compuestos, se puede observar la evolución de las variables internas tales como el daño o el endurecimiento plástico en el compuesto y en los componentes. En la figura 10 se muestra la distribución de daño en los pórticos para el estado de carga última.

En las estructuras de hormigón simple, el daño es localizado y la pérdida de capacidad es considerable, mientras que en las estructuras de hormigón armado el daño se distribuye a lo largo de los elementos y la pérdida de capacidad del sistema es pequeña.

Dependiente del daño que se produce en los diferentes casos, se aprecia que en las columnas y en las vigas es necesario que la longitud del refuerzo externo sea suficiente, para evitar el daño localizado en el hormigón y retrasar, de esta manera, la plastificación del acero, previniéndose el fallo prematuro del sistema. Como un ejemplo, se observa en las estructuras de hormigón reforzado, al comparar los modelos AFV con AF y AFCV con AFC, que los pórticos con mayor longitud de refuerzo en las vigas tienen menor pérdida de rigidez, aunque presentan mayor daño en la unión y tienen una resistencia lateral un 12% superior. Asimismo, al contrastar los casos AF con AFC o SAF con SAFC, se observa que al colocar el refuerzo en la base de las columnas, la zona con daño en toda la sección transversal se traslada del apoyo de la columna al borde en el que termina el FRP, con lo cual, el refuerzo aumenta la resistencia del sistema.

Se corrobora que al reforzar las estructuras con CFRP se aumenta la ductilidad y se reduce la pérdida de resistencia del sistema estructural. Sin embargo, el nivel de eficiencia del refuerzo depende tanto de la configuración de refuerzo que se seleccione, como del estado y de la configuración de la estructura original.



* Modelo con pérdida convergencia

Figura 10 Daño en los modelos. Aplicación de Δ en el extremo izquierdo

4.3 Comportamiento de los pórticos de hormigón armado en función del comportamiento del acero

Aprovechando que la teoría serie/paralelo permite asignar un modelo constitutivo a cada componente del compuesto, se hace una comparación del comportamiento de de los pórticos en hormigón armado, cuando el acero se analiza como un material elástico (EL) y cuando se considera elasto-plástico (PL). En la figura 11 se muestra la relación carga-desplazamiento de los pórticos de hormigón armado, con los dos tipos de comportamiento del acero. Se observa el aumento de resistencia del sistema de acuerdo con la configuración del refuerzo. En los modelos con elasticidad y con plasticidad del acero, se observa la similitud de la rigidez inicial y su pérdida inicial cuando solo influye el daño en el hormigón. Asimismo, se evidencia la influencia de la plastificación del acero.

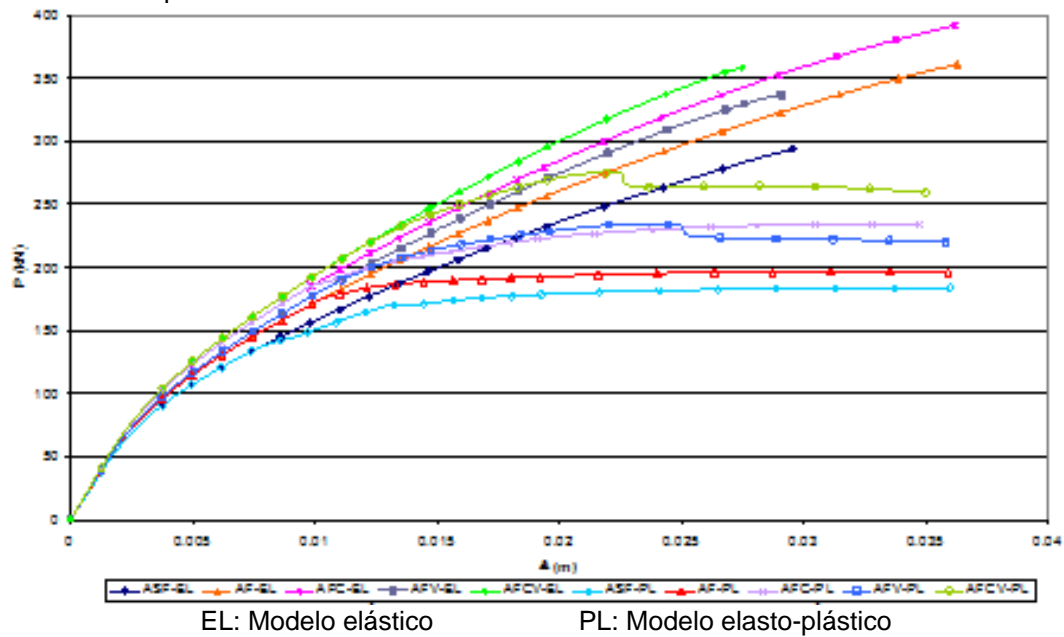


Figura 11 Comparación de algoritmos. $P-\Delta$. Aplicación de Δ en el extremo izquierdo.

Tabla 5 Relación entre reacciones horizontales para un desplazamiento de 0.0274m

Pórtico	ASF	AF	AFC	AFV	AFCV
P_{PL}/P_{EL} (%)	64.7	62.7	68.0	67.8	73.9

En la tabla 5 se muestra la relación de las reacciones horizontales entre los modelos con plasticidad P_{PL} y los casos con elasticidad P_{EL} , fuerzas que son producidas por un desplazamiento horizontal de 0.0274m en la viga (máximo desplazamiento con el que se pueden comparar los 10 casos). En esta comparación se observa que, al considerar la plasticidad, las cargas laterales representan entre un 62.7% y un 73.9% de las fuerzas de los modelos elásticos. Esto implica que, en los modelos con elasticidad en el acero, aunque se considere el daño en el hormigón, la capacidad de la estructura se sobreestima entre un 30% y un 40% debido a que, en los casos elásticos no se tiene en cuenta el efecto de plasticidad del refuerzo.

De acuerdo con lo observado, en los modelos con elasticidad en el acero, la no linealidad del comportamiento se debe únicamente al daño en el hormigón. Por el contrario, en los modelos con plasticidad, la no linealidad esta gobernada por el daño en el hormigón y su interacción con la plastificación del acero.

5. CONCLUSIONES

- La teoría serie/paralelo es una herramienta versátil para analizar el comportamiento de materiales compuestos y de sus componentes dentro de una estructura. Por una parte permite que cada componente del compuesto se analice utilizando la ecuación constitutiva que sea mas conveniente para predecir su comportamiento (elasticidad, plasticidad, daño etc.) y, por otra, al obtener el comportamiento del material compuesto en cada punto de Gauss, lo acopla al resto de la estructura definiendo el comportamiento global de la misma. Por tanto, esta herramienta numérica conlleva a un mejor análisis de estructuras con materiales compuestos ya que permite considerar en la simulación diferentes tipos de no linealidades. Al mismo tiempo, los costos computacionales son reducidos al utilizar un solo mallado continuo para el análisis de la estructura, de los materiales compuestos y de sus componentes.
- El refuerzo con FRP en los pórticos de hormigón armado y simple, es una técnica viable para incrementar la capacidad de la estructura. Además, siempre que se configure adecuadamente el refuerzo en los elementos, se mejora el control de daño y se logra aumentar la ductilidad global del sistema. Según los resultados obtenidos en este análisis, tanto en los modelos de hormigón simple, como en los de hormigón armado, el aumento de la resistencia global del sistema estructural depende de la configuración de refuerzo que se coloque. Por ello, es necesario que, a través de la simulación numérica utilizando la teoría de mezclas serie/paralelo, se optimicen los análisis de las estructuras con materiales compuestos para mejorar el diseño del refuerzo de los edificios y de los puentes que necesitan rehabilitación o reparación.
- Al no tenerse en cuenta la plasticidad del acero en una estructura de hormigón armado, no se está considerando su influencia en la resistencia y en la pérdida de rigidez del sistema. En estos casos se sobreestima la capacidad estructural, con lo que es posible que se diseñe un refuerzo exterior para unas solicitaciones que no se desarrollarán en la estructura por superar su capacidad real.
Por otra parte, considerar únicamente el fenómeno de daño, tiene su aplicación en el análisis de estructuras construidas únicamente con materiales frágiles, como es el caso del hormigón simple, de la mampostería o de la piedra, entre otros. Esto permite estudiar el comportamiento de las estructuras frágiles y su mejora al ser reforzadas con FRP. Esto puede tener una interesante aplicación en la reparación y rehabilitación de algunas estructuras antiguas.
- La simulación numérica, es una herramienta útil y de gran aplicación en el diseño de soluciones de refuerzo de estructuras de hormigón armado con materiales compuestos. La simulación numérica con elementos finitos junto con la teoría serie paralelo, permite analizar una estructura con diferentes alternativas de refuerzo, involucrando los modelos constitutivos de los componentes de los materiales compuestos; asimismo, permite que se seleccionen las configuraciones más eficientes y se determine la capacidad de resistencia del sistema estructural reforzado, identificando el nivel de daño que se puede alcanzar. Esta aplicación es posible a dos escalas: una local, en donde se estudian los elementos estructurales, en la que los materiales compuestos se utilizan como refuerzo a cortante, a flexión o a compresión; y una escala global, en la que se analiza el comportamiento del sistema estructural al reforzar los elementos que lo requieran de acuerdo con las normativas existentes.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido apoyado por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España a través de los proyectos "RECOMP", Ref. BIA2005-06952, "DECOMAR", Ref. MAT2003-08700-C03-02 y "DELCOM", Ref. MAT2008-02232/MAT; por el Ministerio de Fomento de España a través del proyecto "Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado con Materiales Compuestos"; por "AIRBUS" (España), por el Contrato Nro. PBSO-13-06 "FEMCOM", por "ACCIONA Infraestructuras" (España) a través de los proyectos "CETIC", "Sphera" y "Prometeo"; por Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID), Ref. A/012257/07; por programa Alþan, Programa de Becas de Alto Nivel de la Unión Europea para América Latina, beca Nº E06D101053CO; por el Centro Internacional para los Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), España y por el laboratorio CER-LITEM del Departamento de Resistencia de Materiales de la Universidad Politécnica de Catalunya, Terrassa, España.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. F. Rastellini. *Modelación numérica de la no-linealidad constitutiva de laminados compuestos*. Ph.D. thesis. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España (2006).
- 2.
3. S.S. Pendhari, T. Kant, M.Y. Desai. *Application of polymer composites in civil construction: A general review*. Composite Structures 84 (2) (2007) 114–124.
- 4.
5. M. Molina. *Ductilidad en uniones de concreto reforzadas externamente con láminas de acero*. Master en Estructuras. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, Colombia (2000).
- 6.
7. C. Gomez, Oller S. y Barbat A. *Evaluación del daño sísmico de puentes de hormigón armado*. Revista internacional de métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería 18 (2) (2002) 309–329.
- 8.
9. L.V.D. Eindea, L. Zhao, F. Seible. *Use of FRP composites in civil structural applications*. Construction and Building Materials 17 (6–7) (2003) 389–403.
- 10.
11. V.M. Karbhari. *Building materials for the renewal of civil infrastructure. Reinforced Plastics* 49 (1) (2005) 14–25.
- 12.
13. E. Car, S. Oller, E. Oñate. *Tratamiento Numérico de Materiales Compuestos Monografía CIMNE No.57*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería – CIMNE. Barcelona, España (2000).
- 14.
15. ACI Committee 440. ACI 440.2R-08. *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. American Concrete Institute. MI, USA (2008).
- 16.
17. JSCE. *Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials*. Japan Society of Civil Engineers. Tokio, Japan (1997).
- 18.
19. CSA. *Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers. Design Code. Standard S806-02*. Canadian Standards Association. Ontario, Canada (2002).
- 20.

21. CSA. *Canadian Highway Bridge. Design Code. CAN/CSA-S6-00. Canadian Standards Association. Ontario, Canada (2006).*
- 22.
23. FIB. *Externally Bonded (FRP) Reinforcement for RC Structures. FIB Bulletin No. 14. International Federation for Structural Concrete (FIB - Fédération Internationale du Béton). Lausanne, Swiss (2001).*
- 24.
25. CNR. *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. CNR DT200/2004. CNR Committee–Italian National Research Council. Italia (2006).*
- 26.
27. Nanni. *North American design guidelines for concrete reinforcement and strengthening using FRP: Principles, applications and unresolved issues. Construction and Building Materials 17(6–7)(2003) 439–446.*
28. V.M. Karbhari, L. Zhao. *Use of composites for 21st century civil infrastructure. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 185 (2–4) (2000) 433–454.*
- 29.
30. A.A. Mufti, B. Bakht, N. Banthia, B. Benmokrane, G. Desgagné, R. Eden, M.-A. Erko, V. Karbhari, J. Kroman, D. Lai, A. Machida, K. Neale, G. Tadros, B. Täljsten. *New Canadian Highway Bridge Design Code design provisions for fibre-reinforced structures. Canadian Journal of Civil Engineering 34 (3) (2007) 267–283.*
- 31.
32. L.C. Hollaway. *The evolution of and the way forward for advanced polymer composites in the civil infrastructure. Construction and Building Materials 17 (6–7) (2003) 365–378.*
- 33.
34. S.P. Tastani, S.J. Pantazopoulou. *Detailing procedures for seismic rehabilitation of reinforced concrete members with fiber reinforced polymers. Engineering Structures 30 (2) (2008) 450–461.*
- 35.
36. Nanni, M. S. Norris. *FRP jacketed concrete under flexure and combined flexure-compression. Construction and Building Materials 9 (5) (1995) 273–281.*
- 37.
38. A. Mirmiran, M. Shahawy, M. Samaan, H.E. Echary, J.C. Mastrapa, O. Pico. *Effect of column parameters on FRP confined concrete. Journal of Composites for Construction ASCE 2 (4) (1998) 175–185.*
- 39.
40. C.-T. Cheng, J.-C. Yang, Y.-K. Yeh, S.-E. Chen. *Seismic performance of repaired hollow-bridge piers. Construction and Building Materials 17 (5) (2003) 339–351.*
- 41.
42. G.P. Lignola, A. Prota, G. Manfredi, E. Cosenza. *Experimental performance of RC hollow columns confined with CFRP. Journal of Composites for Construction ASCE 11 (1) (2007) 42–49.*
- 43.
44. Y. Xiao, H. Wu. *Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets. Journal of Materials in Civil Engineering ASCE 12 (2) (2000) 139–146.*
- 45.
46. Parvin A, Wang W. *Behavior of fiber reinforced plastic jacketed concrete columns under eccentric loading. Journal of Composites for Construction ASCE 5 (3) (2001) 146–152.*
- 47.
48. O. Ozcan, B. Binici, G. Ozcebe. *Improving seismic performance of deficient reinforced concrete columns using carbon fiber-reinforced polymers. Engineering Structures 30 (6) (2008) 1632–1646.*
- 49.
50. A. Parvin, W. Wang. *Concrete columns confined by fiber composite wraps under combined axial and cyclic lateral loads. Composite Structures 58 (4) (2002) 539–549.*
- 51.

-
52. A.Parvin, A.S. Jamwal. *Performance of externally FRP reinforced columns for changes in angle and thickness of the wrap and concrete strength*. Composite Structures 73 (4) (2006) 451–457.
- 53.
54. A. Mirmiran, K. Zagers, W. Yuan. *Nonlinear finite element modeling of concrete confined by fiber composites*. Finite Elements in Analysis and Design 35 (1) (2000) 79–96.
- 55.
56. A. Ghobarah, A. Said. *Shear strengthening of beam-column joints*. Engineering Structures 24 (7) (2002) 881–888.
- 57.
58. A.M. Said, M.L. Nehdi. *Use of FRP for RC frames in seismic zones: Part I. Evaluation of FRP beam-column joint rehabilitation techniques*. Applied Composite Materials 11 (4) (2004) 205–226.
- 59.
60. P. Granata, A. Parvin. *An experimental study on klevar strengthening of beam-column connections*. Composite Structures 53 (2) (2001) 163–171.
- 61.
62. A.Ghobarah, T. El-Amoury. *Seismic rehabilitation of deficient exterior concrete frame joints*. Journal of Composites for Construction ASCE 9 (5) (2005) 408–416.
- 63.
64. T. El-Amoury, A. Ghobarah. *Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets*. Engineering Structures 24 (11) (2002) 1397–1407.
- 65.
66. C.P. Antonopoulos, T.C. Triantafillou. *Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints*. Journal of Composites for Construction ASCE 7 (1) (2003) 39–49.
- 67.
68. Y.A. Al-Salloum, T.H. Almusallam. *Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints*. Journal of Composites for Construction ASCE 11 (6) (2007) 575–589.
- 69.
70. C.P. Pantelides, Y. Okahashi, L.D. Reaveley. *Seismic rehabilitation of reinforced concrete frame interior beam-column joints with FRP composites*. Journal of Composites for Construction ASCE 12 (4) (2008) 435–445.
- 71.
72. J. Gergely, C.P. Pantelides, L.D. Reaveley. *Shear strengthening of RCT joints using CFRP composites*. Journal of Composites for Construction ASCE 4 (2) (2000) 56–64.
- 73.
74. Parvin, S. Wu. *Ply angle effect on fiber composite wrapped reinforced concrete beam-column connections under combined axial and cyclic loads*. Composite Structures 82 (4) (2008) 532–538.
- 75.
76. J. Li, S.L. Bakoss, B. Samali, L. Ye. *Behaviour of concrete beam-column connections reinforced with hybrid FRP sheet*. Composite Structures 57 (1–4) (2002) 357–365.
- 77.
78. A. Parvin, P. Granata. *Investigation on the effects of fiber composites at concrete joints*. Composites Part B: Engineering 31 (6–7) (2000) 499–509.
- 79.
80. S. Oller. *Simulación Numérica del Comportamiento Mecánico de los Materiales Compuestos*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería-CIMNE. Barcelona, España, 2003.
- 81.
82. S. Oller, J. Miquel, F. Zalamea. *Composite material behaviour using a homogenization double scale method*. Journal of Engineering Mechanics 131 (1) (2005) 65–79.
- 83.

-
84. E. Car, F. Zalamea, S. Oller, J. Miquel, E. Oñate. *Numerical simulation of fiber reinforced composites-Two procedures*. International Journal of Solids and Structures 39 (7) (2002) 1967–1986.
 - 85.
 86. X. Martínez. *Micro-mechanical simulation of composite materials using the serial/parallel mixing theory*. Ph.D. thesis. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España (2008).
 - 87.
 88. S. Oller, S. Botello, J. Miquel, E. Oñate. *An anisotropic elastoplastic model based on anisotropic formulation*. Engineering Computations 12 (3) (1995) 245–262.
 - 89.
 90. E. Car, S. Oller, E. Oñate. *A large strain plasticity for anisotropic materials-composite material application*. International Journal of Plasticity 17 (11) (2001) 1437–1463.
 - 91.
 92. E. Car. *Modelo constitutivo continuo para el estudio del comportamiento mecánico de los materiales compuestos*. Ph.D. thesis. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España (2000).
 - 93.
 94. F. Rastellini, S. Oller, O. Salomon, E. Oñate. *Composite materials non-linear modelling for long fibre-reinforced laminates: Continuum basis, computational aspects and validations*. International Journal of Computers & Structures 86 (9) (2008) 879–896.
 - 95.
 96. X. Martínez, S. Oller, F. Rastellini, A. Barbat. *A numerical procedure simulating RC structures reinforced with FRP using the serial/parallel mixing theory*. Computers and Structures 86 (15–16) (2008) 1604–1618.
 - 97.
 98. CIMNE. PLCDYN Manual: *Código termomecánico no lineal de elementos finitos dirigido a estudiantes de PhD*. Universidad Politécnica de Cataluña–UPC. Barcelona, España (1991–2008).
 - 99.
 100. M. Molina. *Estudio numérico de la adherencia de los materiales compuestos como refuerzo en estructuras de hormigón armado*. Master en Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España (2009).

DESEMPEÑO, RIESGO, RESILENCIA Y SOSTENIBILIDAD PERFORMANCE, RISK, RESILIENCE AND SUSTAINABILITY

William Lobo Quintero

Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela

RESUMEN

En este trabajo se integran los conceptos de desempeño, riesgo, resiliencia y sostenibilidad para ampliar las posibilidades de la ingeniería Estructural y la Ingeniería Sismorresistente de intervenir en la Gestión Integral de Los Riesgos. Estos elementos se consideran como parte de los sistemas estructurales, pero también pueden interpretarse en función de los sistemas sociales. El desempeño se trata como una concepción de ingeniería estructural o social que predice y evalúa con aceptable nivel de confianza demandas y capacidades. El riesgo es la esperanza matemática de las pérdidas como una convolución de la amenaza y la vulnerabilidad. La resiliencia se interpreta como la capacidad de los sistemas para mantener su función o ser rehabilitados en corto tiempo. La sostenibilidad es el compromiso de perdurar las infraestructuras manteniendo el equilibrio de los sistemas naturales. En el texto se consideran las amenazas múltiples, la desagregación de las amenazas, los eventos de baja probabilidad de excedencia, el marco de Hyogo 2007 para la reducción de desastres, los niveles de diseño por desempeño, los métodos de la primera y la segunda generación, las curvas de fragilidad, la cuantificación de la resiliencia, la campana de Gauss multidimensional, el cálculo de las pérdidas estructurales y no estructurales y un decálogo para las ciudades sostenibles.

ABSTRACT

In this paper the concepts of performance, risk, resilience and sustainability are integrated to increase the structural and earthquake engineering possibilities to participate on the Integral Risk Management. These elements are considered as a part of the structural systems but also, they can be interpreted as a function of the social systems. Performance is considered as an structural or social engineering concept that predicts and evaluates demands and capacities with acceptable confidence acceptable levels. Risk is the mathematical expectation of the losses as a convolution of the hazard and vulnerability. Resilience is interpreted as the system capacity to maintain its function or to be rehabilitated in short time. Sustainability is the compromise for infrastructures to last while preserving the equilibrium of natural systems in order to attain quality of life. In this paper the concepts of multihazards, hazard desagregation, low-probability of exceeding events are considered. The framework of Hyogo 2007 for disaster reduction, the levels of performance based design, the methods of first and second generation, fragility curves, quantification of resilience, the multidimensional Gauss bell, the computation of structural and non structural losses are also reviewed. Finally, a decalogue for sustainability cities is proposed.

1. INTRODUCCIÓN.

La ocurrencia persistente de los terremotos ha venido generando pérdidas crecientes en las ciudades y en sus entornos que obligan a considerar modificaciones en los conceptos, en las filosofías y en las normativas del diseño sismorresistente, ampliando los campos de investigación y generando mayores expectativas en la sociedad. Desde el terremoto de México de 1975 hasta el gran sismo de 1985, aumentaron las pérdidas entre 10 y 67 millones de U.S. dólares. Luego, entre los terremotos de Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Kobe (1995), se contabilizaron pérdidas de 182 millones de dólares. Posteriormente, estas cifras se incrementaron durante los sismos de Kocaeli, Turquía (11-08-99) a 25 millardos, Chi Chi, Taiwan, (21-09-99) a 11.5 millardos y Bhuj, India (26-01-01) en 4.6 millardos de dólares. Para el esperado terremoto de San Francisco "The Big One", se esperan pérdidas entre 100 y 150 millardos de dólares y Tokyo: 1200 millardos. El sismo de Italia, 2009, dejó 289 muertes, 1500

heridos y 1.000 millones de pérdidas económicas y de patrimonio histórico. En general, se atribuyen algunas razones para justificar estos incrementos: 1. Crecimiento de la población. 2. Diseño que solo protege vidas. 3. Utilización de zonas desechadas para la construcción. 4. Que cada evento es único y trae sorpresas. En los países bolivarianos se presentaron terremotos importantes entre 1996 y 1999, con un saldo de víctimas y pérdidas materiales resumidas en la Tabla 1 y en donde el Terremoto “cafetero” de Armenia, Colombia, fue calificado como un gran destructor (Aguilar, 2001).

Tabla 1. Sismos Bolivarianos (Aguilar, 2001).

INT.	PAÍS	FECHA	SITIO	MAGNITUD	PROF. (KM)	MUERTOS	PERDIDAS (\$)
VII	Perú	12/11/1996	Nazca	Md=6.4	14	17	43M
VIII	Venezuela	09/07/1996	Cariaco	Ms=6.8	10	74	100M
VIII	Bolivia	22/07/1997	Cochabamba	Mw=6.8	24	105	13M
VIII	Ecuador	04/08/1998	Caráquez	Ms=7.1	39	3	30M
VIII	Colombia	25/01/1999	Armenia	Ms=6.2	15	1230(528)	180M

Ampliando a otros riesgos probables, una nota del diario El Universal de Caracas de fecha 04-09-05, además de mostrar el drama humano, estimaba las pérdidas del Huracán Katrina, 2005 en 100 millardos de dólares, pudiendo las aseguradoras soportar solo entre 20 y 25 millardos, con un esfuerzo de reconstrucción que podría durar más de 10 años. El caso del Huracán Mitch 1998, dejó una estela de desastres en toda la región de América Central: se tuvieron seis millardos de dólares en pérdidas directas además de las pérdidas humanas, lo que generó una polémica, para quedar los orígenes en las pobres condiciones económicas, sociales y ambientales existentes. Se observó una falta de resiliencia económica asociada a la pobreza debido a los procesos de exclusión social, falta de organización y de participación ciudadana (Lavell, 1989).

Quizás por el crecimiento demográfico, la vulnerabilidad manifiesta, las elevadas cifras de pobreza y la desmedida degradación ambiental, estas catástrofes ocurren ahora con mayor frecuencia e intensidad, y surgen como producto de imprevisiones, corto-placismo, desconocimiento, imposición, lucro, olvido, descuido o marginalidad. Es más, la presencia irracional del hombre contribuye a la construcción y reconstrucción de las vulnerabilidades mediante la deforestación, la alteración de los cursos de agua, el uso de espacios vulnerables, la agricultura en laderas, la insistencia en ocupar zonas de comprobada peligrosidad, la urbanización caótica y la construcción de asentamientos humanos y líneas vitales inseguras. El control de los diferentes niveles de daños, ha hecho surgir el diseño basado en desempeño, que se desarrolla sobre las variables del riesgo, asegura la resiliencia de las infraestructuras y de los sistemas ecológicos y sociales, para que sean sostenibles en el tiempo.

2. LAS DEFINICIONES

2.1 Desempeño. Es una concepción de ingeniería estructural que predice y evalúa con un aceptable nivel de confianza las demandas y capacidades estructurales, para asegurar los diferentes niveles de desempeño que se requieran, de acuerdo a las características de una determinada estructura, de sus componentes y de sus contenidos, asegurando además la calidad de la construcción y el mantenimiento a largo plazo, para que sean realmente construcciones sostenibles. Un diseño basado en desempeño DS-BD aporta una metodología sistemática para determinar la capacidad de desempeño de sistemas estructurales o componentes, verificar el desempeño de alternativas, reducir costos o confirmar desempeños mayores en edificaciones esenciales.

2.2 Riesgo. El riesgo se define como la esperanza matemática de la pérdida o el grado de pérdidas esperadas en el espacio de una región y en un tiempo dado, como una convolución

de dos variables: la amenaza H (hazard) y la vulnerabilidad V, ambas con una connotación probabilística (Esteves, 2007). El riesgo solo es posible si ante una amenaza existen condiciones de vulnerabilidad o viceversa, haciendo que ambas variables sean mutuamente condicionadas.

La Gestión Integral de los Riesgos es una nueva visión-acción que orienta la planificación del desarrollo sostenible, porque “toda amenaza se construye socialmente”, y el riesgo se obtiene para la concurrencia de determinadas condiciones de vulnerabilidad. Las fases de la gestión son la prevención, la mitigación, la preparación, la respuesta y la rehabilitación. Hoy para la construcción de un proyecto importante se exige un “Informe de Riesgos” y sabemos que muchos barrios y urbanizaciones necesitan de una evaluación de los riesgos, trabajo que en principio maneja las variables locales. La gestión del riesgo, tiene su temporalidad como “Gestión Compensatoria” para superar la vulnerabilidad existente. En el nuevo riesgo que la sociedad construirá, está la “Gestión Prospectiva” para estudiar las repercusiones futuras, un reto insoslayable e impostergable (Allan Lavell, 1996).

2.3 Resiliencia. Es la habilidad de las unidades físicas y sociales de mitigar las amenazas, contener los efectos de los desastres cuando ocurren y realizar actividades de recuperación que minimicen el impacto social y mitiguen los efectos de los próximos sismos.

La resiliencia sísmica se ha definido como la habilidad de un sistema estructural para reducir los efectos de un evento sísmico, absorberlo si ocurre y recuperarse rápidamente después. Específicamente, un sistema resiliente reduce las probabilidades de falla, aminora las consecuencias de falla, en términos de pérdida de vidas, daños y consecuencias negativas económicas y sociales, y reduce el tiempo de recuperación hasta un nivel normal de desempeño (Bruneau y Reinhorn, 2003).

2.4 Sostenibilidad. El desarrollo sostenible es un proceso que va más allá de la protección del medio ambiente, y se ocupa de las generaciones actuales y futuras, de la salud, de la igualdad entre las personas, de los aspectos sociales y éticos que conlleva el bienestar humano. No se puede hacer desarrollo sostenible sin lograr una gestión del riesgo aceptable que integre seguridad, educación, democracia, salud, clima y pobreza.

Para reafirmar los conceptos de sostenibilidad, el camino es remontarse hasta el Informe Brundtland para aceptar una definición de desarrollo sostenible que “satisfaga nuestras necesidades actuales sin comprometer la capacidad de las generaciones futuras para satisfacer sus propias necesidades” (Nuestro Futuro Común, ONU 1987). Aceptando que existe un real compromiso para aunar voluntades que puedan crear un futuro sostenible, haciendo que las aldeas, los pueblos y principalmente las ciudades se conviertan en verdaderos asentamientos humanos, se amplían las definiciones conocidas, y se aproxima una ciudad sostenible la que deber ser equitativa, segura, saludable, ordenada, educativa, ambiental, cultural, informada, diversa, gobernable, eficiente y competitiva, que se integran en el sistema Ciudad como los subsistemas cultural, ecológica, social y funcional y los elementos son las cualidades señaladas arriba (Fig. 1). (Kuroiwa, 2002; Roger, 1998, Lobo-Quintero, 2008).



Figura 1 La Ciudad como un gran sistema.

2.5 Relaciones entre las variables.

Se deduce de las definiciones que:

2.5.1. No es casual que se logren integrar cuatro condiciones que definen el comportamiento de los sistemas estructurales y las infraestructuras: Desempeño, Riesgo, Resiliencia y Sostenibilidad. En la medida en que podamos tomarlos en cuenta estaremos mejorando nuestras capacidades de análisis, diseño, construcción y operación, y así poder cumplir los requerimientos de los usuarios y el compromiso que tienen nuestras profesiones con la sociedad.

2.5.2. Un diseño basado en desempeño controla los diferentes niveles de desempeño y estados límites de los sistemas estructurales y de sus componentes, cubrir las amenazas latentes mediante un control adecuado de los daños y de las pérdidas.

2.5.3 La gestión integral de los riesgos detecta las amenazas y reduce las vulnerabilidades, introduciendo los conocimientos y las técnicas apropiadas, buscando desarrollar la comprensión y la concientización ciudadana, hacia una mejor calidad de vida.

2.5.4 Evaluar la resiliencia de los sistemas estructurales significa saber que estos tienen capacidad para recuperarse en un tiempo corto después de un evento y además, que puedan guardar parte de la capacidad instalada para utilizarla en eventos distintos.

2.5.5 Ante la presencia de las diferentes amenazas socio-naturales y antrópicas, es necesario tener la conciencia profesional de que los sistemas e infraestructuras que se construyan, deben ser sostenibles en el tiempo y no cubrir solo la utilidad de las presentes generaciones.

2.5.6 En el Resumen Ejecutivo del Estado del futuro – 2008 (ONU), éste ofrece “condiciones para mejorar en la mayor parte del mundo, pero una serie de cuestiones puntuales podrían alterar drásticamente las perspectivas globales. Sin embargo, los avances de la ciencia, la tecnología, la educación, la economía, y la gestión parecieran ser capaces de mejorar mucho el trabajo del mundo en relación de lo que se hace hoy en día”.

3. AMENAZAS MÚLTIPLES.

Generalmente cuando las construcciones quedan expuestas a la presencia de diversas amenazas, existe en ellas una resiliencia inherente, que implica una interrelación entre las diferentes maneras como el sistema responde a las diferentes amenazas. Las ventajas de tratar con multi-amenazas están en el gran potencial que da para un diseño y construcción económica, se hace una estimación más segura de la resiliencia inherente del sistema, un tratamiento más seguro del costo de la vida útil, un análisis más seguro del sistema estructural y una optimización de la "salud estructural" para incrementar su eficiencia experimental (Ettouney, 2007). La salud estructural se mide por instrumentación, "Tal como un doctor monitorea la salud de sus pacientes, quien mide y registra la presión, los ingenieros pueden monitorear la salud de los edificios. Los parámetros dinámicos de las estructuras permiten conocer su estado y su comportamiento, para de esta forma validar modelos teóricos. Este análisis da como resultado construcciones y diseños de estructuras más seguras... y se puede hacer por internet", (Boroshek y González, 2009).

Entre las amenazas posibles podrán ser terremotos, problemas socio ambientales crecientes, deslizamientos, erupciones volcánicas, tsunamis, huracanes, incendios urbanos y forestales, uso y manipulación de gas licuado, terrorismo y/o tecnología, las cuales se recomienda considerar en la evaluación del riesgo en forma conjunta, en cuenta que reduce los costos y aumentan los niveles de seguridad. También, es posible que varias amenazas actúen simultáneamente. Cuando se analizan la acción sísmica y la carga explosiva, se aprecia que las acciones son diferentes en las secciones de la estructura y la consideración de una sola amenaza no supe la acción de la otra tal como se aprecia en la Fig.2. En el trabajo del Ettouney et al, 2007, se aprecian los niveles de amplitud y las escalas de frecuencia de varias amenazas una gráfica bastante útil (Figura 3).

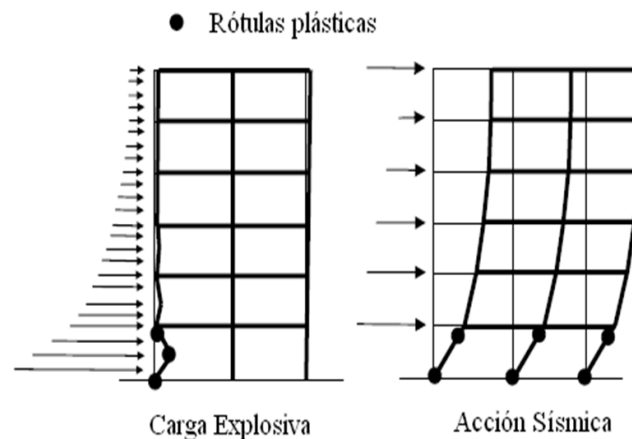


Fig. 2. Explosión vs. Sismo (Ettouney et al, 2007).

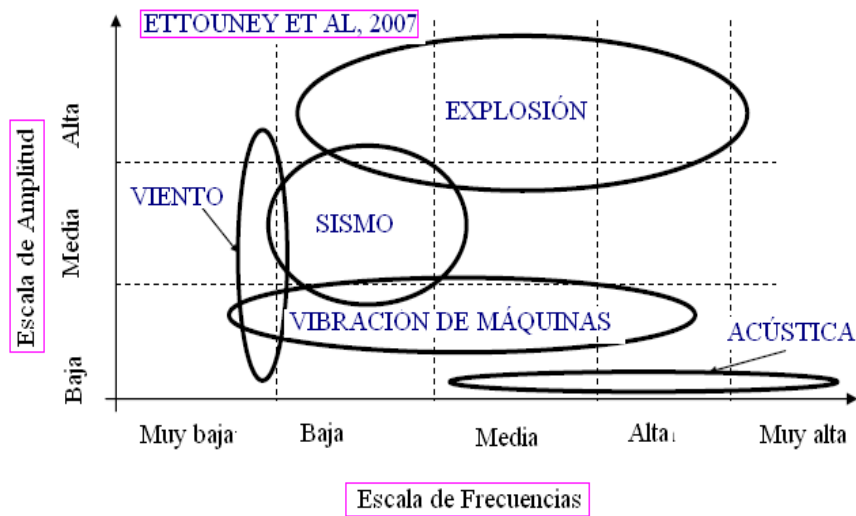


Figura 3. Distribución cualitativa de la escala de frecuencias respecto a la Amplitud para diferentes amenazas (Ettouney et al, 2007).

Algunas veces, conviene desagregar las amenazas, para determinar la importancia de las fuentes que su curva de amenaza sísmica se desagrega en diversas curvas referidas a cada fuente, tal como se muestra en la Fig. 4. Esto nos permite decir que la mayor amenaza para la ciudad, corresponde a la fuente más cercana (A4) por donde pasa la falla de Boconó, y las fuentes A2 y A1 contribuyen más a la amenaza que la A3, específicamente, para niveles bajos de aceleración. Todas las ciudades deberían tener su curva de amenaza para precisar mejor el riesgo sobre todo cuando se desea manejar un diseño basado en desempeño.

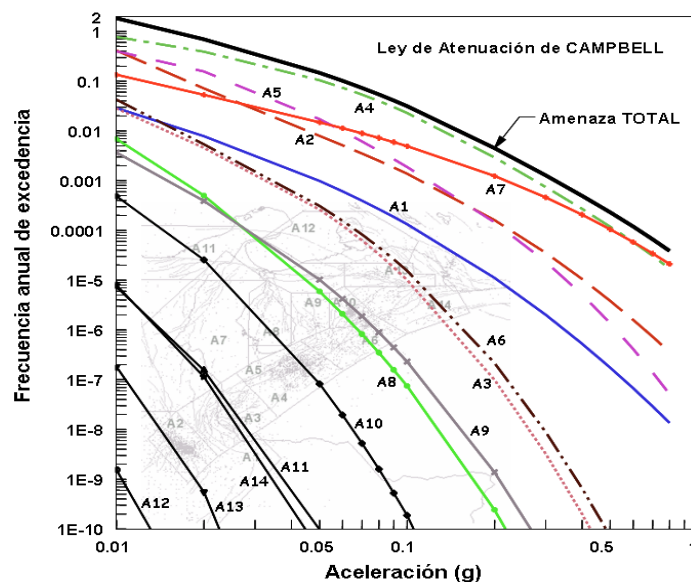


Figura 4. Desagregación de la amenaza sísmica en Mérida (Rivero et al, 2006).

Realmente las motivaciones para cuantificar el riesgo está en la posibilidad de las nuevas tecnologías que llevan a nuevos sistemas o a infraestructuras críticas, las demandas por desempeños para que cubran más allá de los mínimos normativos, la percepción que el riesgo aumenta para las construcciones esenciales, las mayores demandas del colectivo por aumentar la seguridad y los graves problemas que generan los eventos con baja probabilidad de excedencia, que dejan a quienes manejan el riesgo involucrados en tareas de ensayo y error. Para estas amenazas extremas se muestra en la Tabla 2 el orden de magnitud de las

frecuencias anuales y los períodos de retorno, tomando en cuenta el máximo evento creíble MCE (Ellingwood, 2007).

Tabla 2. Orden de Magnitud de frecuencias anuales y períodos de Retorno en Amenazas con baja probabilidad de excedencia ((Ellingwood, 2007).

Nº.	AMENAZA	Frecuencia anual	Período de Retorno, años
1	Terremoto MCE	4×10^{-4}	2.500
	Terremoto (2/3 de MCE)	7×10^{-4}	1.429
	Normativo Canadá	2×10^{-3}	500
2	Huracán	1×10^{-6}	1.000.000
3	Explosión de Gas (por vivienda)	2×10^{-5}	50.000
4	Transporte de gas licuado	1×10^{-6}	1.000.000
5	Explosión de bomba	2×10^{-6}	500.000
6	Impacto de avión	1×10^{-8}	100.000.000
7	Fuego total (por edificio)	$1 \times 10^{-8}/m^2$	100.000.000

En Venezuela, la Norma Covenin 1756-2001 diseña para un sismo con una probabilidad de excedencia de un 10% con una vida útil de 50 años, un período de retorno de 475 años que corresponde a una frecuencia anual de 2.1×10^{-4} , evento que busca la protección de vidas. Para edificaciones esenciales se tiene un factor de importancia $\alpha = 1.3$, donde “el período medio de retorno puede alcanzar mil a mil trescientos años según la región”. También se informa que los eventos extremos se encuentran asociados a probabilidades de excedencia que pueden ser menores que 1% en 50 años, lo que corresponde a un período de retorno de 4975 años. En el caso de las instalaciones petroleras, las probabilidades de excedencia toleradas son muy pequeñas de 1.5% a 3% en treinta años de vida útil con frecuencias anuales entre 5×10^{-4} y 1×10^{-3} . Se dan criterios para control de inundaciones en Vargas, Acción del viento, aliviaderos de grandes presas y obras excepcionales, los cuales aparecen señalados en la gráfica de la Fig. 5 como “Riesgos aceptados en los criterios de Diseño”, graficados para períodos medios de retorno de los eventos de diseño y períodos medios de retorno de eventos extremos, quedando por mencionar otras amenazas de la ingeniería (J. Grases, 2002).

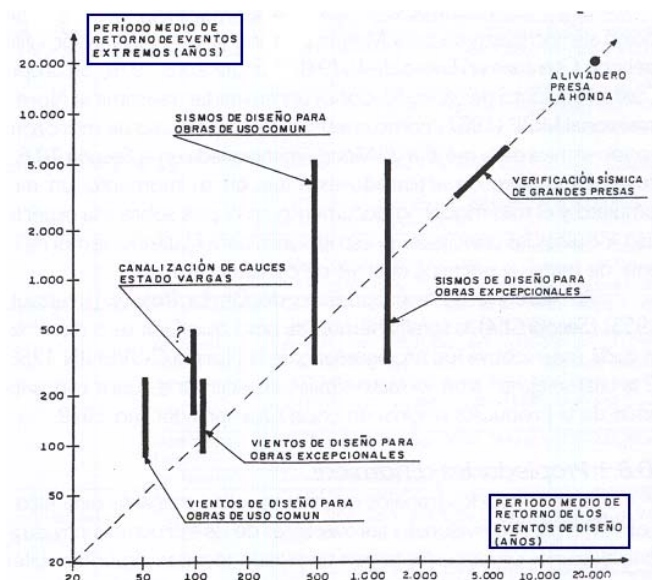


Figura 5. Riesgos aceptados en los criterios de Diseño (Grases, 2000).

En el marco de Hyogo, 2007, se asegura que el enfoque de amenazas múltiples puede mejorar la eficacia: “Las comunidades suelen ser expuestas a una variedad de riesgos debido a múltiples amenazas, las que pueden ser de origen natural o inducidas por el hombre tales

como las amenazas hidrometeorológicas, geológicas, biológicas, tecnológicas o medioambientales. Los riesgos acumulados no pueden ser abordados eficazmente si simplemente se consideran algunas amenazas. Un enfoque de riesgos múltiples considera vincular los conocimientos de las distintas amenazas en la gestión de desastres y de riesgos de desastres, en las estrategias políticas, evaluaciones profesionales y análisis técnicos, en las capacidades operativas y en las de comprensión del público, que conduzca a una mejor efectividad y mayor costo-eficiencia” (A Guide for implementing the Hyogo Framework International Strategy for Disaster Reduction, 2007).

4. DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO.

La versión de FEMA 445- NEHRP nos permite delinear un proceso actualizado de diseño basado en desempeño, dada la amenaza potencial y considerando las incertidumbres al riesgo y a la respuesta estructural, aceptando que es un proceso iterativo en el diseño preliminar hasta que se logre el desempeño adecuado. La asociación de un nivel de desempeño (estado de daños) a un nivel de amenaza se llama objetivo de desempeño. Los niveles de desempeño se identifican mejor sobre una curva de capacidad, desde la publicación del documento SEAO, Visión 2000 (Fig. 6), que quedan especificados en la Tabla 3 (Gutiérrez, 2007).

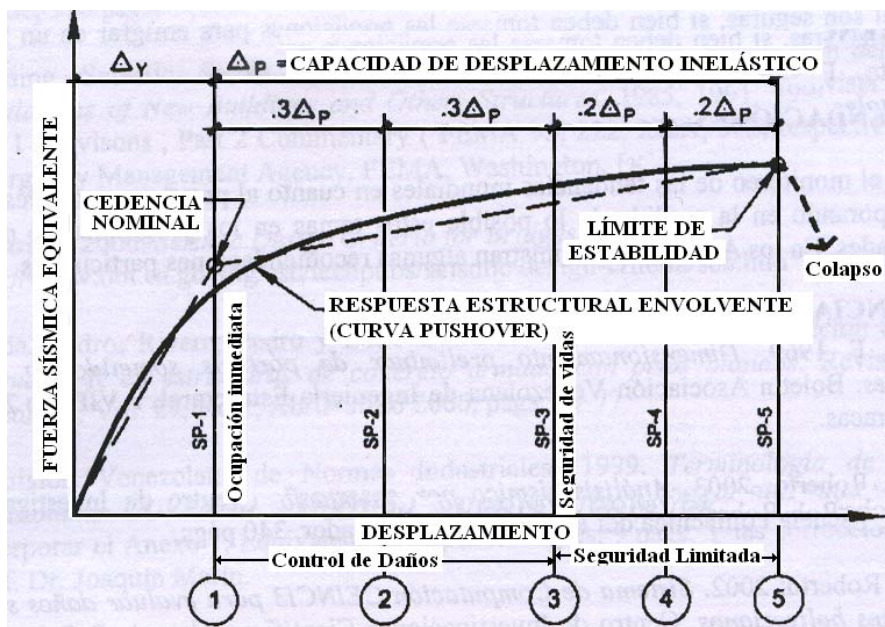


Figura 6. Niveles de desempeño según SEAO, Visión 2000 (Gutiérrez, 2007).

Tabla 3. Niveles de desempeño. SEAO, Visión 2000, (Gutiérrez, 2007).

Nivel de Desempeño Estructural	Descripción cualitativa	Desplazamiento inelástico (%)	Desempeño de componentes no estructurales	Daño (%)
SP-1	Operacional	0	NP-1	0 – 10
SP-2	Ocupable	30	NP-2	5 – 30
SP-3	Protección de vidas	69	NP-3	20 – 50
SP-4	Cercano al derrumbe	80	NP-4	40 – 80
SP-5	Derrumbe	100	NP-5	> 70

Los seis aspectos recomendados para su estudio en Vision 2000, han venido marcando el rumbo de la investigación en esta área, en orden decreciente de sofisticación:

A). El enfoque de un diseño completo. B). El diseño basado en desplazamientos. C). Un enfoque de diseño basado en Energía. D). Enfoque de diseño general fuerza/resistencia. E). Enfoque simplificado fuerza/resistencia. F). El enfoque de diseño prescriptivo. El diseño definitivo hace cumplir que cada objetivo de desempeño corresponda a un riesgo aceptable y a un nivel de daños estructurales y/o no estructurales, así como de las pérdidas correspondientes. Allí está el corazón de. Método DS-BD, que podrá utilizarse para:

- Diseñar edificaciones con mayor nivel de confianza que el establecido por las normas.
- Diseñar edificaciones capaces de cumplir las normas presentes pero a costos bajos.
- Diseñar edificaciones para alcanzar el mayor desempeño (pérdidas mínimas) aceptando las normativas presentes
- Diseñar edificaciones que estén fuera de las prescripciones de las normas, respecto al sistema estructural, la configuración y los materiales, pero ajustándose a la normativa.
- Evaluar el potencial sismorresistente de las estructuras existentes y estimar el potencial de pérdidas probables ante un evento sísmico.
- Evaluar el potencial prescriptivo de una norma y servir de instrumento para mejorar los criterios de diseño y edificaciones más consistentes y confiables.

Es conveniente acompañar la Tabla 3 con las propiedades de excedencia, los períodos de retorno y la frecuencia anual que corresponda a los niveles de desempeño, para definir los riesgos correspondientes. En la Tabla 4, para una vida útil de 50 años, se amplía la presentada por Gutiérrez, 2007, proveniente de Rose School, materia que debe discutirse hacia una nueva norma.

Tabla 4. Niveles de Diseño, Probabilidades de Excedencia, Períodos de retorno (Gutiérrez, 2007)

Nivel de Des.	Estructuras normales			Estructuras esenciales			Estructuras con contenidos peligrosos		
	Prob. exc.	Tr años	Frec. anual	Prob. exc.	Tr años	Frec. anual	Prob. exc.	Tr años	Frec. anual
ND-1	50%	73	0.013767	20%	224.6	0.004453	20%	224.6	0.004453
ND-2	10%	475	0.002105	4%	1225	0.000816	2%	2475	0.000404
ND-3	2%	2475	0.000404	1%	4975	0.000201	1%	4975	0.000201

La determinación del desempeño se puede hacer interceptando las curvas de capacidad con las demandas espectrales, dentro de los que se han llamado métodos basados en desempeño de la primera generación. En Venezuela, no se ha generado experiencia suficiente con estos métodos, pero deberían ser incorporados en las normas sismorresistentes.

Una muestra no exhaustiva de los métodos revelan la forma como se ha adelantado el conocimiento; mayor información la da el Prof. Sigmund Freeman en Internet cuya dirección se da en las referencias. En la fig. 7(a), se muestra su Método propuesto en 1978, y basado en espectros amortiguados que con porcentajes de daños y que sirvió de base a los desarrollos posteriores. En 1998, Freeman propuso su versión acerca del espectro de capacidad. En la Fig. 7(b), está ilustrado la determinación del punto de desempeño, mediante el Método del Espectro de Capacidad propuesto por en el ATC 40, un esfuerzo importante que dejó huellas en la ingeniería sismorresistente. Este método determina un período equivalente T_{eq} y un factor de amortiguamiento β_{eff} como función de la ductilidad μ , el factor de endurecimiento α y un factor κ cercano a uno, según las expresiones (1).

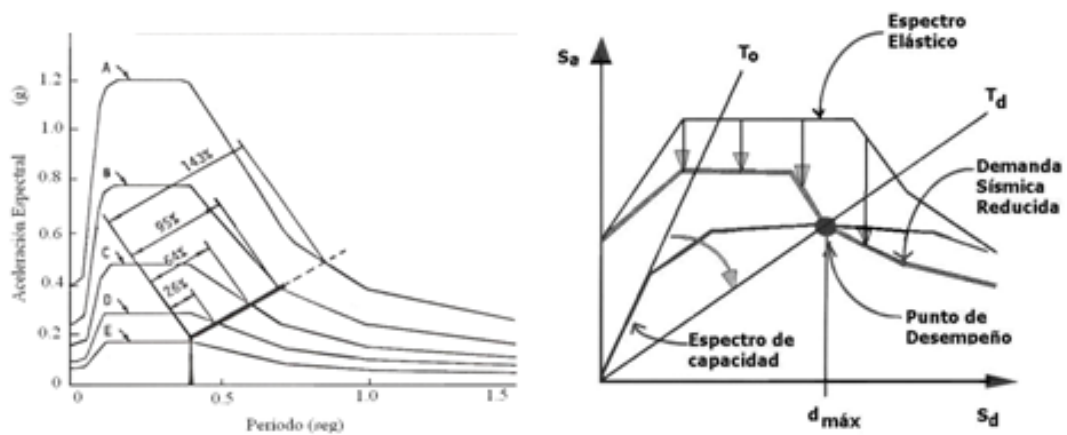


Fig. 7.(a). Método de Freeman et al, 1978.

(b).Punto de desempeño (ATC 40,1996).

(1)

Otras de los métodos conocidos, son el de Aschheim y Black, 2000 mostrado en la Fig. 8 para sistemas elásto-plásticos, en el plano (C_y , Δy), referido a la ductilidad μ cumpliendo la regla de los desplazamientos iguales $R = \mu$. La capacidad portante de la estructura se corta con el cumplimiento de la ductilidad y el método ha tenido relativo éxito. No hay duda que estas metodologías han introducido una simplicidad, una reducción de cálculo y una forma gráfica de visualizar el problema de demandas y capacidades incluso más allá del comportamiento elástico, a pesar de las limitaciones de las curvas pushover. Estas curvas son de la primera generación y se ajustan al modo fundamental, haciendo mejor estimación en edificaciones bajas o medianas. En tal caso, se han ensayado soluciones para ajustar mejor la demanda y mejorar las condiciones del espectro de capacidad, hacia la consideración de los modos superiores y el uso del desplazamiento cedente (Kalkan y Kunnath, 2004; Aschheim y Black, 2000).

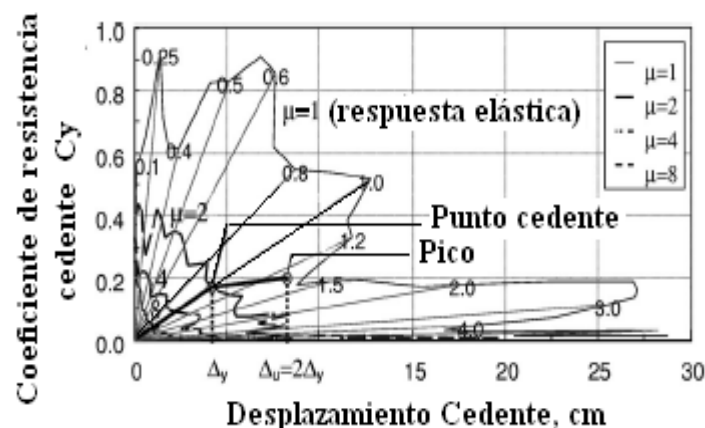


Figura 8. Método de Aschheim y Black, 2000

4.1. Análisis pushover modal (APM).

Hoy se aplica la propuesta del APM (Análisis Pushover Modal) para tomar en cuenta los modos superiores, particularmente en el rango inelástico, a pesar de que la superposición modal no es válida, ya que los modos no están siempre desacoplados, pero, se ha demostrado que el error cometido es muy pequeño si se compara con la historia de aceleraciones (Chopra, 2004). Este método consiste en resolver el análisis elástico modal de la estructura y para realizar una curva pushover estática, calcular las fuerzas horizontales efectivas asociadas a un registro acelerográfico que se incrementa y permite registrar los desplazamientos modales correspondientes. Posteriormente, se transforma cada curva modal en una bilineal que se convierte en un espectro de capacidad modal. Los valores definitivos se determinan aplicando la raíz cuadrada de la suma de cuadrados incrementada por el efecto de las cargas gravitatorias. El uso posterior es la intercepción con los espectros inelásticos (Chopra y Goel, 2000 y 2001). El método APM es más seguro que los métodos FEMA para estimar las demandas sísmicas. La metodología de transición hacia los nuevos métodos del Prof. Chopra, 2001, es la siguiente:

1. Hacer el análisis dinámico modal y determinar los parámetros para el modo n : T_n (período), ω_n (frecuencia circular), ϕ_n (modo), Γ_n (factor de participación modal), L_n , (factor de masa). Otros símbolos son la matriz de masas m y la masa efectiva modal $M_n^* = \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_n$
2. Calcular: $S_n = \Gamma_n \cdot m \cdot \phi_n$; $S = \sum S_n$ ($n = 1, \dots, n$); $S_n^* = m \cdot \phi_n$
 $p_{eff,n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t) = -\Gamma_n \cdot m \cdot \phi_n = -m \cdot 1 \cdot \ddot{u}_g(t)$; $1 = \text{vector unitario}$ (2)
3. Efectuar la curva pushover para cada modo n en términos del corte basal V_{bn} y el desplazamiento del piso r en el modo n : u_{rn}
4. Idealizar la curva obtenida mediante una bilineal, encontrando el punto V_{bny} , u_{rny} .
5. Convertir la curva bilineal ($V_{bn} - u_{rn}$) en un espectro de capacidad ($F_{sn}/L_n - D_n$), aplicando: ($F_{sny}/L_n = V_{bny}/M_n^*$) y ($D_{ny} = u_{rny}/\Gamma_n \cdot \phi_{rn}$),
6. Calcular: el período de vibración elástico, el desplazamiento en el piso r y la respuesta total incluida la respuesta bajo carga gravitatoria r_g .

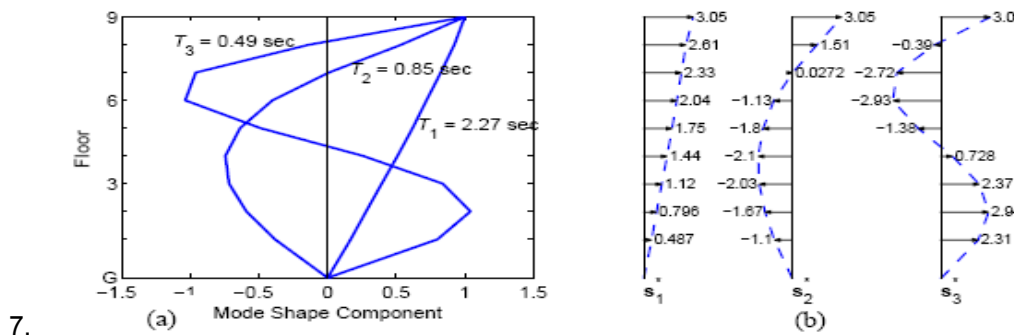


Fig. 9. (a). Tres períodos y formas modales.

(b). Distribución de fuerzas S_n^* para los tres modos de un edificio para SAC en Los Angeles (Chopra, 2007).

(3)

Una ilustración de este método está muy bien detallada en la referencia Chopra, 2007, de la cual se toman solo algunos detalles de un edificio de 9 pisos para SAC en Los Angeles, con efecto P-delta (Fig. 9 y 10). Según Chopra, 2007

- a). Este método mantiene la simplicidad conceptual de los procedimientos basados en pushover.
- b). Cuando son válidos solo los tres primeros modos, el método requiere un cálculo comparable al de FEMA-356.
- c). Este es un método aproximado que no da una estimación tan exacta con el análisis historia-tiempo de aceleraciones.
- d). Con este método se pueden mejorar los procedimientos señalados como de la primera generación.
- e). Se han dado soluciones de APM para estructuras asimétricas (Goel R. y Chopra A. K, 2005) y para puentes (Kappos et al, 2005).

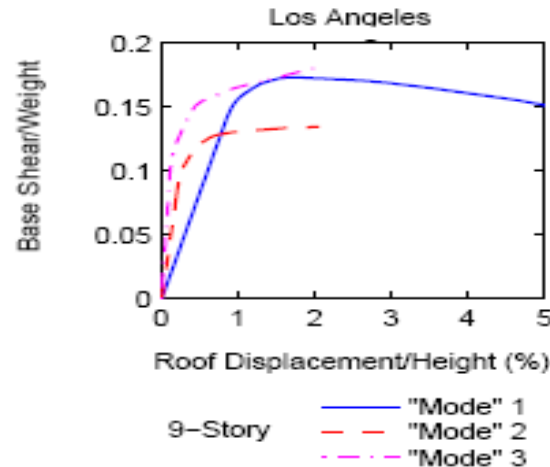


Figura 10. Curvas pushover modales con efecto P-delta.

4.2. Métodos de diseño por desplazamiento.

Entre los pioneros en considerar el diseño incorporando los espectros de desplazamiento fue Moehle, 1992, dejando un método sencillo para controlar las derivas y determinar los detalles estructurales y no estructurales que aseguren un desempeño adecuado.

Posteriormente se presentó el “Diseño Directo Basado en Desplazamientos” controlando dos estados límites: operativo y de daños (Priestley, 2000). Últimamente, se ha publicado un texto (Displacement-based design of structures DB-SD) cuya filosofía de diseño se basa en la determinación de una resistencia estructural óptima para alcanzar el estado límite de desempeño, referido a un nivel de daños bajo una intensidad sísmica. También se hace énfasis en la distribución de la resistencia sobre la estructura, mediante métodos de análisis estructural y métodos de diseño por capacidad. Se dejan las herramientas del DB-SD mediante tres programas: Análisis de momento-curvatura (Cumbia), Análisis historia-tiempo (Ruaumoko) y Análisis dinámico con elementos de fibra (Seismo Struct) (Priestley et al, 2007). Este grupo ha revisado los métodos de diseño por desplazamiento, que son también los métodos ya mencionados del diseño basado en desempeño. Para que los métodos sean valiosos para cubrir este procedimiento, se desea que tengan:

- **Simplicidad.** Que puedan aplicarse relativamente fácil y aceptados por la comunidad de diseñadores.
- **Versatilidad.** Que sean capaces para diseñar la variedad de formas estructurales para el rango de niveles de desempeño.
- **Desempeño.** Que sean capaces de diseñar eficientemente una estructura para deformarse dentro de los parámetros establecidos.
- **Complejidad.** Que proporcionen suficiente información al diseñador, para que pueda proceder sin hacer demasiadas hipótesis, que luego son difíciles de interpretar (Sullivan, 2002)

En Rose School, Universidad de Pavia, ocho métodos propuestos se aplicaron a 5 formas estructurales, con cambios en las resistencias de diseño, poca influencia en el desempeño y limitaciones que pueden ser resueltas. Quedó claro que diseñar para EQ-I = SP-1 (Fig. 7) para modelos no agrietados o secciones gruesas, por su rigidez controla el diseño y mantiene la deriva para EQ-IV = SP- 4; que cuando la deriva controla el desplazamiento, reduce el desplazamiento cedente y aumenta la ductilidad y que trabajando con el espectro inelástico con buena estimación del punto cedente, se puede diseñar para varios estados límites. Se concluye que el futuro para los métodos de diseño basados en desempeño es brillante. Los cuatro valores mencionados arriba y aplicados a los métodos, se muestran en la Fig. 11 (Sullivan, 2002).

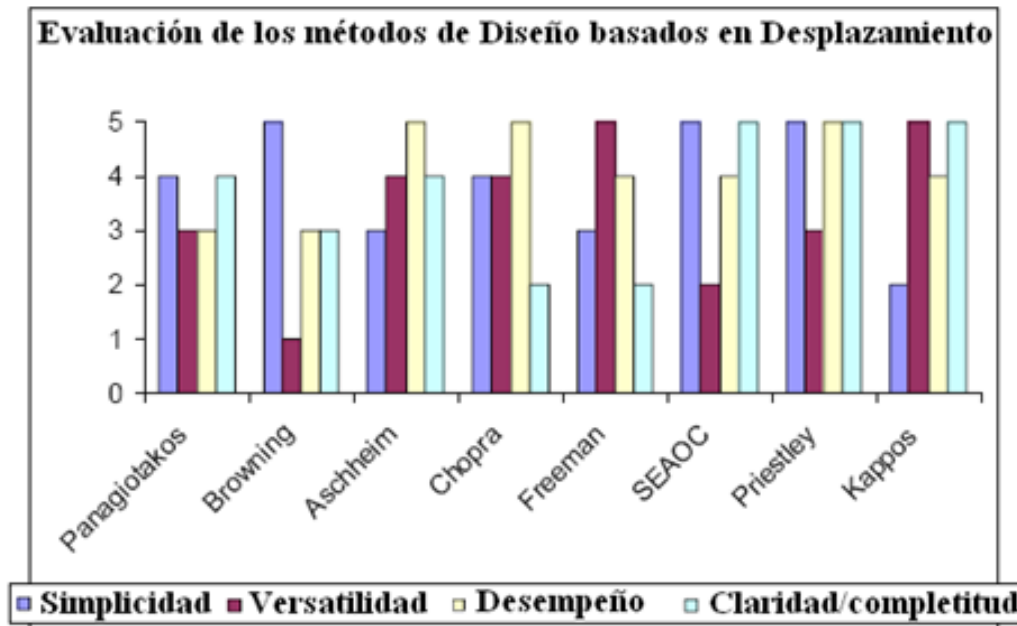


Figura 11. Propiedades de los métodos basados en desempeño (Sullivan, 2002).

4.3. Métodos basados en Energía.

Un método desarrollado recientemente basado en los conceptos de balance de energía, llamado "Diseño plástico basado en desempeño-DPBD", convierte la curva de capacidad estructural en otra de capacidad de energía, para resolver favorablemente sistemas elasto-plásticos de acero simples y de múltiples grados de libertad. Se parte de que la energía calculada de la respuesta monotónica de un sistema inelástico es igual a la energía del sistema elástico E correspondiente, donde M es la masa del sistema, S_v es la pseudo-velocidad, V_y es el cortante cedente, D_y es el desplazamiento cedente y D_m es el desplazamiento máximo. (Leelataviwat et al, 2008).

Para sistemas simples la energía vale (4)

Se toma un factor γ para ampliar el balance de energía a todos los períodos posibles, la ecuación de energía queda modificada y γ es función de la ductilidad μ y del factor de respuesta R_y :

$$\gamma E = \gamma \frac{1}{2} M S_v^2 = \frac{1}{2} V_y D_y + V_y (D_m - D_y) \quad (5)$$

$$\gamma = \frac{2\mu - 1}{R_y^2} \quad (6)$$

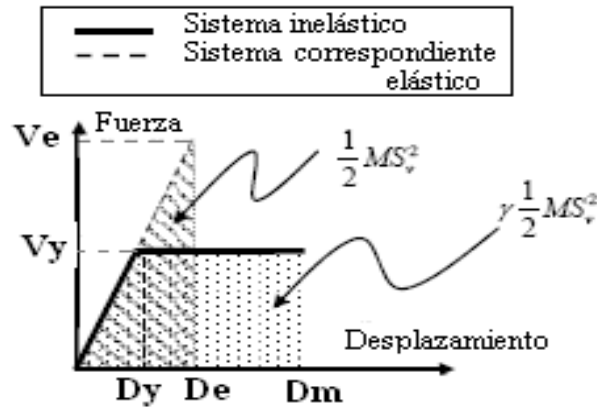


Fig. 12. Concepto de balance de Energía modificado (Leelataviwat et al, 2008).

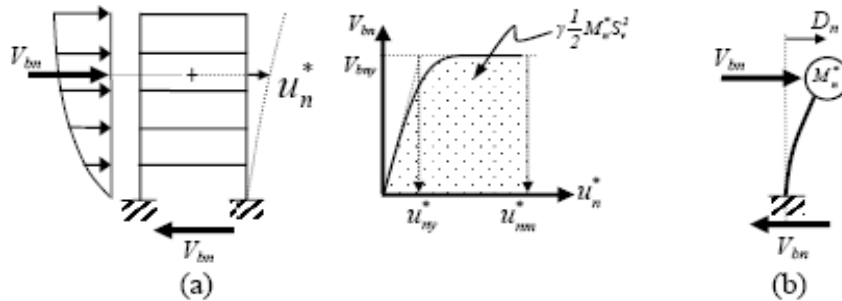


Fig. 13. (a). Balance de energía en modo n . (b). Oscilador equivalente. (Leelataviwat et al, 2008).

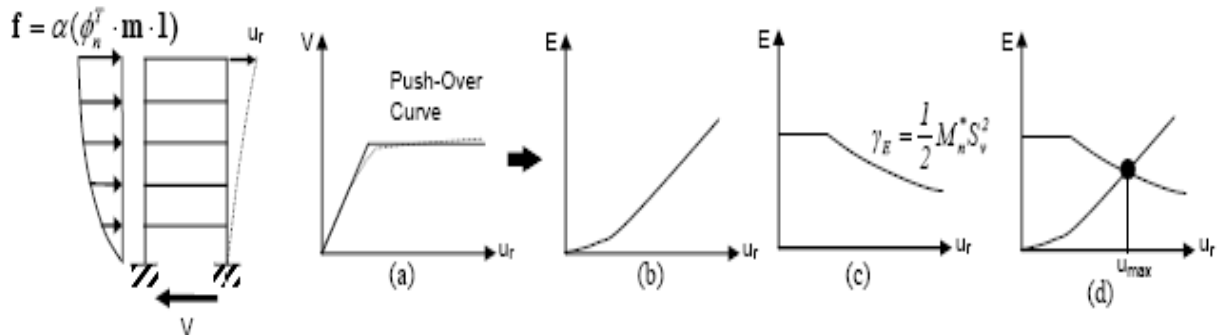


Fig. 14. Diseño plástico basado en desempeño – DPBD: a). Curva pushover. b). Energía-desplazamiento. c). Demanda de energía. d). Demanda de desplazamiento (Leelataviwat et al, 2008).

Estas energías se representan en la Fig. 12. Cuando el balance de Energía se extiende a múltiples grados, se usa el concepto del oscilador equivalente modal, conocida la forma del modo se obtiene la masa modal M^* . Mediante la superposición modal se podrá obtener la curva pushover, según el balance de energía modal mostrado en las Fig. 13 y 14.

En la Fig. 14, para el modo n , se muestra la curva pushover elasto plástica, el diagrama energía desplazamiento, el diagrama de demanda de energía y el punto de intercepción o de desempeño que determina la capacidad del sistema. Esta propuesta puede aplicarse al análisis de sistemas simples y múltiples, y fue calibrada con el método APM, aunque no está totalmente acabada. La ventaja está en el uso de la energía, es una representación global que

evita la relación entre corte basal y desplazamiento en el tope usada en el espectro de capacidad.

4.3. Análisis Dinámico Incremental (I.D.A.)

Es un método que se ha creado como herramienta para el Diseño Sísmico Basado en Desempeño (DS-BD), que ofrece la predicción de la demanda y de la capacidad sismorresistente, utilizando uno o más registros acelerográficos escalados a diferentes niveles de intensidad, produciendo curvas de respuesta en cada piso y para cada nivel de intensidad. Sabemos que el análisis estático estructural ha evolucionado hacia el análisis dinámico, el estático no lineal, el de historia-tiempo de aceleraciones y finalmente, al análisis dinámico no lineal incremental IDA (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

Este método cuando se presentó tenía múltiples propósitos, que por sus potencialidades, se han superado en el tiempo, como es el desarrollo de la investigación en las siguientes áreas:

- * Entender el rango de demandas respecto al rango potencial de niveles de un registro sísmico.
- * Comprender las implicaciones estructurales de los movimientos sísmicos raros o severos.
- * Comprender los cambios en la respuesta en la medida que el movimiento aumenta.
- * Producir estimaciones a la capacidad dinámica de un sistema global.
- * Ver que tan estables o variables son los parámetros de un multi registro IDA.

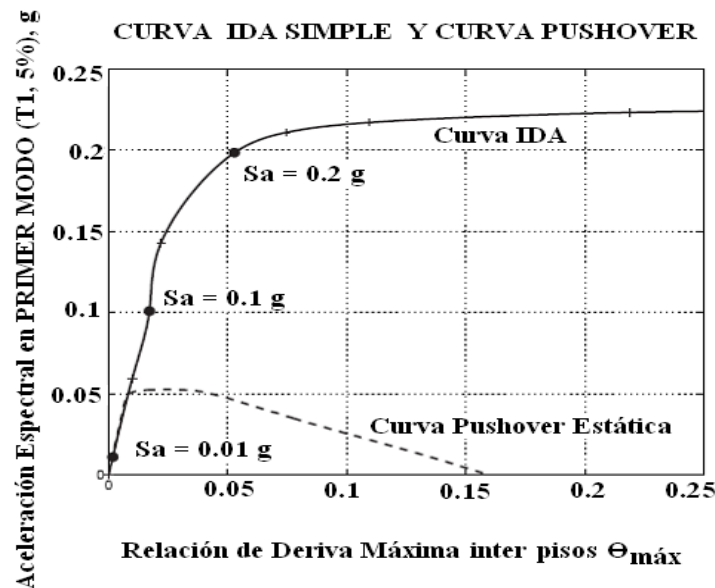


Fig. 15. Curva IDA y Curva Pushover de un conjunto de tres niveles de aceleración (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

Una curva IDA se muestra en la Fig. 15, para el Terremoto de El Centro de 1940 en una estructura de acero de 20 pisos, con período fundamental de 4 seg. incluyendo el efecto P-delta, para tres niveles de aceleración: 0.01g, 0.1g y 0.2g. Como comparación se muestra la curva pushover estática respecto a primer modo (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Los valores de las derivas por nivel de aceleración se observan en la Fig. 16 y 17 son suficientemente ilustrativos. Igualmente en la Fig. 18 se muestra la determinación de la mediana, el 16 y el 84 percentil de todas las curvas (Krawinkler y Miranda, 2004).

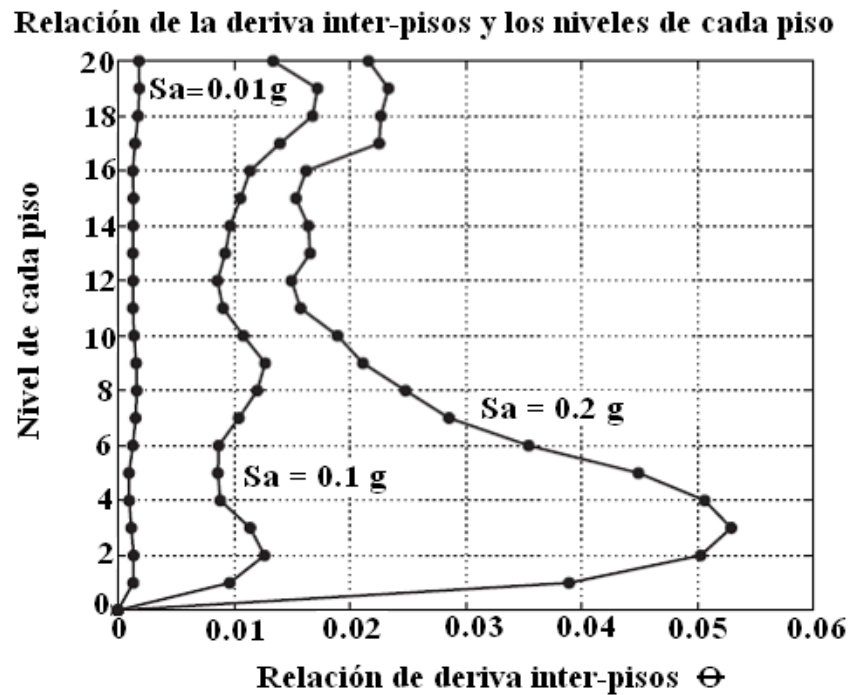


Fig. 16. Curvas de respuesta por piso para cada incremento de la aceleración (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

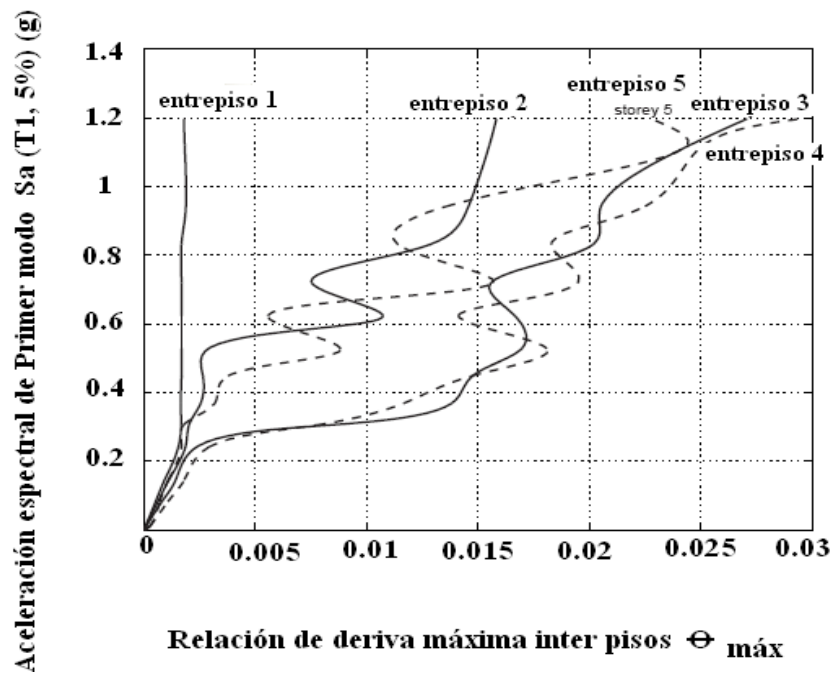


Fig.17. Muestra de curvas IDA para cada entrepiso (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

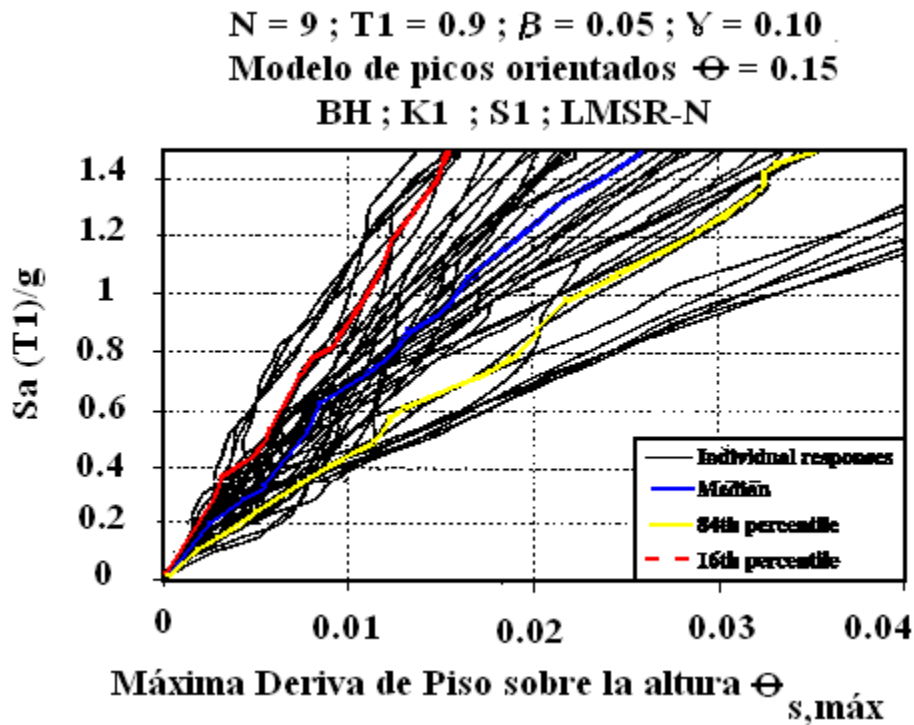


Fig. 18. Aplicación de curvas IDA para determinar la mediana y las respuestas de 16 y 84 percentil. $T1 = 0.9$ seg. (Disertación de Medina, 2002; Krawinkler y Miranda, 2004).

4.4. Curvas de Fragilidad.

Una curva de fragilidad describe la probabilidad (P_{ik}) de alcanzar o exceder un estado de daños (d_i) en una construcción para varios niveles determinísticos del movimiento de tierra Y_k :

$$P_{ik} = P [D \geq d_i / Y = y_k] \quad (7)$$

Siendo D (variable aleatoria o vector de daños) = $(d_0, d_1, d_2, d_3, \dots, d_n)$

Es necesario modelar las incertidumbres asociadas con las capacidades estructurales y sus demandas. En principio las curvas de fragilidad se pueden obtener mediante la ecuación fundamental de las probabilidades falla expresada en función de las acciones S y las resistencias R , tomando en consideración la función de probabilidades de S ($F_s(r)$) y la función de densidad de probabilidades de $f_R(r)$:

(8)

Para una función normal estandarizada, donde son conocidas las medias μ_R y μ_S y las desviaciones estandar σ_R y σ_S esta probabilidad de falla p_f se expresa en la ecuación (9), donde β es el índice de confiabilidad. La ecuación similar (10) trabaja con el logaritmo neperiano del cociente de las medias μ_R y μ_S con las desviaciones estándar β_R y β_S , y la ecuación (11) se refiere a la probabilidad de daños d_s correspondientes a un pseudo desplazamiento S_d como la función de distribución acumulativa lognormal dependiente de la desviación estándar β_c y del valor medio de los pseudo desplazamientos $S_{d,ds}$.

$$P_f = \Phi \left[\frac{-(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \right] = \Phi(-\beta) \quad (9)$$

$$P_f = \Phi \left[\frac{-\ln \left(\frac{\bar{\mu}_R}{\bar{\mu}_S} \right)}{(\beta_R^2 + \beta_S^2)^{1/2}} \right] \quad (10)$$

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (11)$$

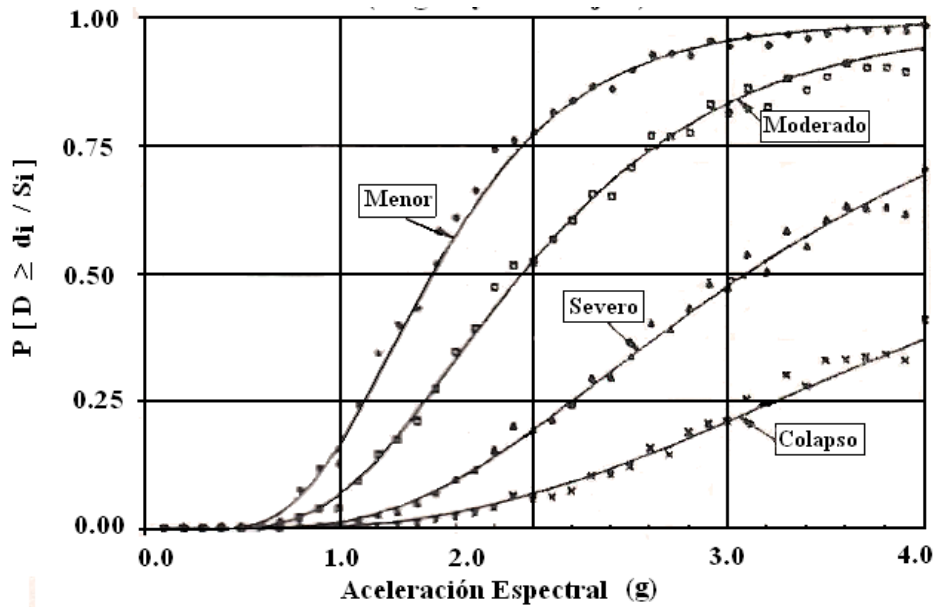


Fig. 19. Curvas de Fragilidad para edificios bajos (Singhai y Kiremidjian, 1996)

En la Fig. 19 se muestran las curvas de fragilidad obtenidas para cuatro estados de daños, según el índice de Park y Hang: Menor (0.1 – 0.2), Moderado (0.2 – 0.5), Severo (0.5 –

1.0) y Colapso (> 1). Los datos se manejan con el método de Montecarlo o con las reglas del hipercubo latino. Con los valores obtenidos se crean las matrices de probabilidad de daños. Algunas veces se interpretan las curvas de fragilidad como áreas referidas a los daños, tal como se muestra en la Fig. 20 (Hazus, Fema, 1999).

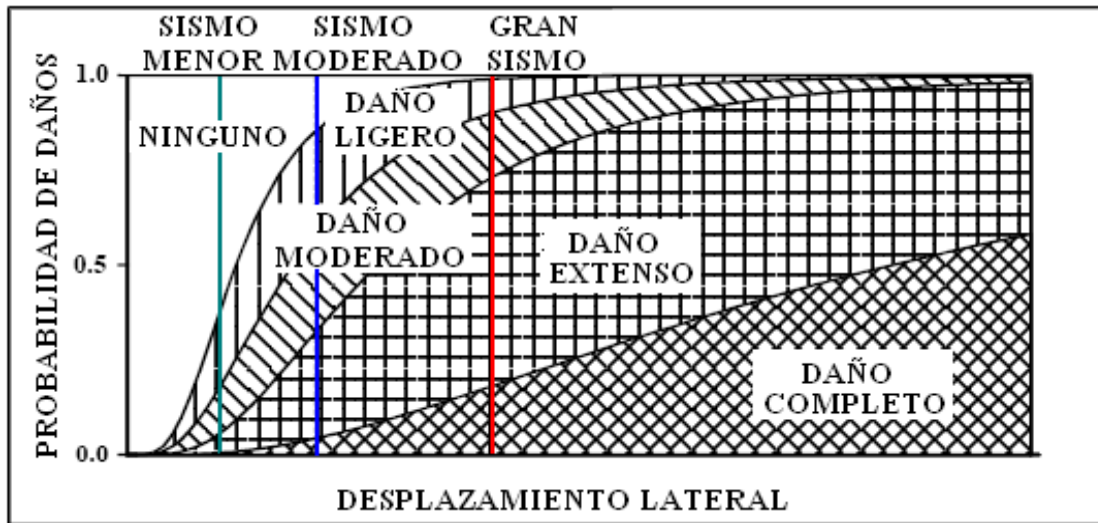


Fig. 20. Curvas y Areas de Fragilidad (Hazus, Fema, 1999).

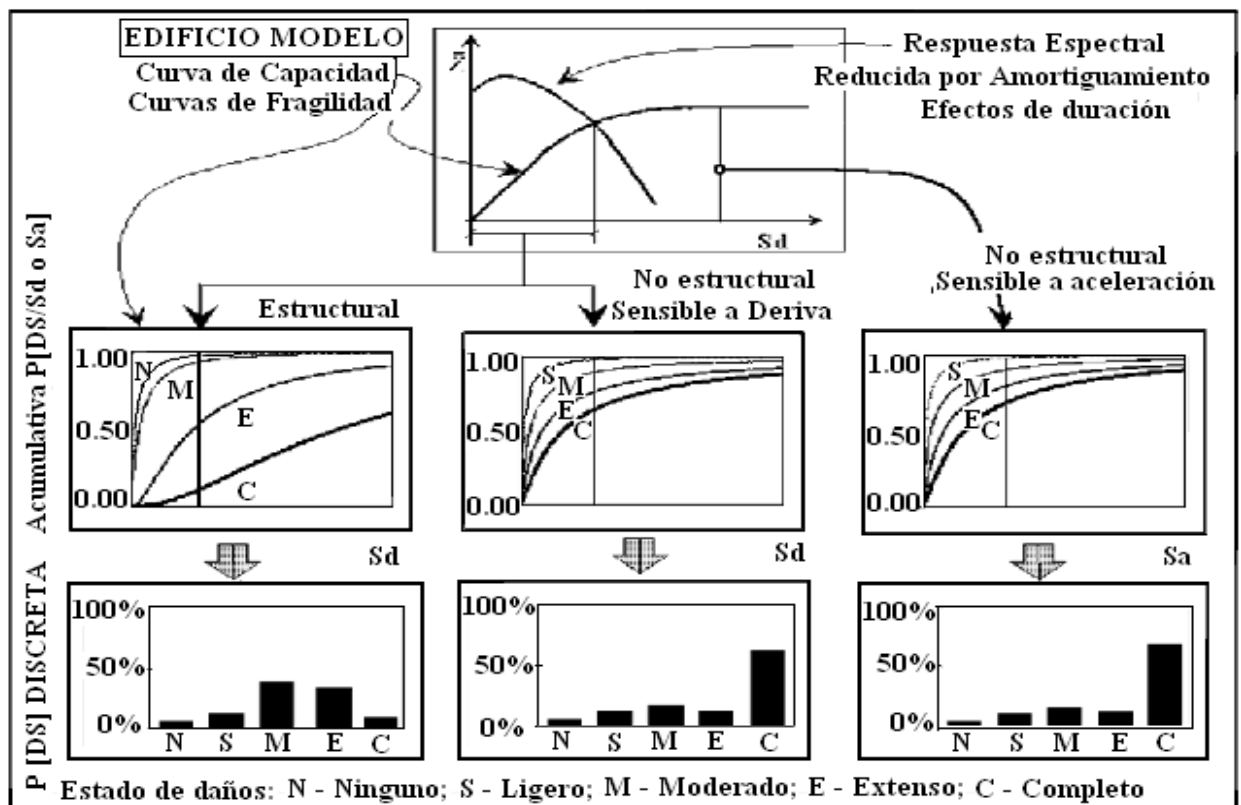


Fig. 21. Determinación de Daños estructurales y no estructurales (Hazus, Fema 1999).

La tendencia actual es obtener funciones de fragilidad cuando la funcionalidad y la seguridad se describen con parámetros múltiples. Generalmente para las edificaciones se utilizan dos variables: la aceleración pico efectiva APE y la deriva inter-pisos, aunque también se toma la probabilidad de excedencia. La clave está en la correcta evaluación de los estados límites, teniendo presente parámetros demasiado influyentes como el amortiguamiento, la rigidez, el modelo de comportamiento histerético y considerar las variables aleatorias de multi-

respuesta, especialmente cuando tienen mucha importancia las componentes no estructurales. Para este caso hay la necesidad de determinar cada estado límite a través de análisis y experimento. Sin esta cuantificación los estados límites de fragilidad no reflejan con seguridad el desempeño de una estructura y las decisiones que se tomen pueden ser incorrectas (Cimerallo et al, 2006). Como parte final en la Fig. 21 se muestra la aplicación de las curvas de fragilidad en S_d y S_a , para la determinación de los daños para cinco estados límites de daños (Hazus, Fema, 1999).

5. EVALUACIÓN DEL RIESGO.

Con la determinación de las curvas de fragilidad se tiene un mecanismo para evaluar el riesgo antes y después de un evento, llámese geológico, sísmico, geomórfico, atmosférico, ecológico, contaminante, tóxico, por incendio u otra actividad humana. La Ley de Gestión Integral de los Riesgos decretada por la Asamblea Nacional el 08-01-2009 deberá ejecutarse en todas sus facetas y de la misma se deducen acciones que debe participar la ingeniería, las cuales se citan algunas importantes:

- Esta Ley se circunscribe a los riesgos de carácter socionatural y tecnológico, originados por la probabilidad de ocurrencia de fenómenos naturales o accidentes tecnológicos potenciados por la acción humana que puedan generar daños sobre la población y la calidad del ambiente.
- El ente rector del Sistema Nacional de Ciencia y Tecnología, promoverá la generación de conocimientos relativos a los niveles de amenaza, vulnerabilidad y riesgos en los distintos espacios geográficos y el libre acceso a dicha información.
- Todos los proyectos para obras de infraestructura deberán contemplar criterios de reducción de riesgos a fin de garantizar la preservación de la población y la sustentabilidad de dichas inversiones.
- Los órganos de administración de desastres coordinarán la ejecución de las acciones de rehabilitación de servicios básicos en el menor tiempo posible.
- Promover el desarrollo de la normativa requerida para la instrumentación de la política nacional de gestión integral de riesgos socionaturales y tecnológicos.

En el 2005 se celebró en Hyogo, Japón, la Conferencia Mundial sobre Reducción de desastres en donde 168 gobiernos aceptaron un Plan de 10 años para lograr un mundo más seguro frente a las amenazas naturales (La gestión del Riesgo de Hoy, ONU, 2005). El llamado "Marco de Hyogo" estableció los siguientes objetivos estratégicos: 1). La integración de la reducción del riesgo de desastres en las políticas y la planificación del desarrollo sostenible.

2). El desarrollo y fortalecimiento de las instituciones, mecanismos y capacidades para aumentar la resiliencia ante las amenazas. 3). La incorporación sistemática de los enfoques de la reducción del riesgo en la implementación de programas de preparación, atención y recuperación de emergencias.

En la Fig. 22 se muestra la interrelación de los conceptos de Amenaza, Vulnerabilidad, Riesgo y desastres, dentro de un ciclo continuo, en el cual estos se generan mutuamente y son fenómenos de interacción en un territorio concreto de la dinámica de la naturaleza con la dinámica de la comunidad (La Gestión de Riesgo de Desastres 2008, EIRD-ONU, El Marco de Acción de Hyogo).



Fig. 22. Manejo del riesgo como interacción entre comunidad y naturaleza (El Marco de Acción de Hyogo, 2008).

5. CUANTIFICACIÓN DE LA RESILIENCIA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS.

Para la gestión de los riesgos, la Resiliencia utiliza las siguientes variables: a. Técnica: habilidad de los sistemas físicos para desempeñar niveles aceptables. b. Organizativa: capacidad y responsabilidad para tomar acciones, funciones y decisiones. c. Social: evitar las consecuencias negativas de la pérdida de los servicios críticos. d. Económica: capacidad para reducir las pérdidas directas e indirectas (Todas constituyen el T.O.S.E). La resiliencia R se representa en el área de un diagrama (Q, t) (Fig. 23) que muestra el instante t_1 cuando ocurre un evento, la reducción de la funcionalidad Q a causa de la vulnerabilidad, la ordenada restante es la Robustez y la Resiliencia es la recuperación ocurrida en el tiempo $(t_2 - t_1)$ o área sombreada; Se toma a Q_0 como el 100%. La estructura resiliente se recupera en el menor tiempo posible, pues revela el mayor grado de preparación previa (Buckle y Lee, 2006).

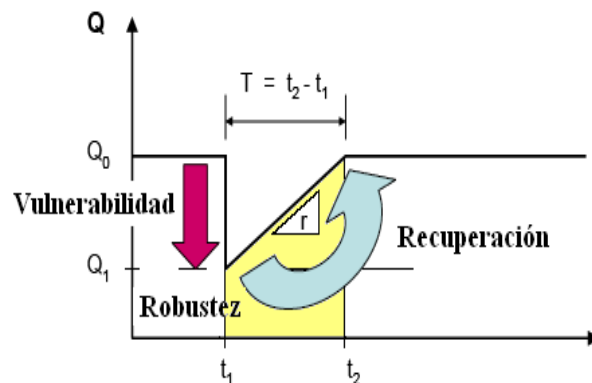


Fig. 23. Representación de la Resiliencia (Buckle and Lee, 2006).

Específicamente, un sistema es resiliente cuando:

- Reduce las probabilidades de falla.
- Reduce las consecuencias de la falla, en términos de pérdidas de vidas, daños y consecuencias sociales y económicas.
- Reduce el tiempo de recuperación a su nivel normal de desempeño.

Las propiedades que refuerzan la resiliencia, tanto en las áreas físicas y sociales, mostradas en la Fig. 24, son las siguientes (Bruneau y Reonhorn, 2004):

*. **Robustez.** Resistencia o habilidad de los elementos, sistemas y otras unidades de análisis para recomendar un nivel de esfuerzos o demanda sin experimentar una degradación o pérdida de funciones.

*. **Redundancia.** Extensión de elementos, sistemas y otros elementos y otras unidades de análisis que son sustituibles y pueden satisfacer requerimientos funcionales en caso de interrupción, degradación o pérdida de funcionalidad.

*. **Recursos.** Capacidad de identificar problemas, establecer prioridades y movilizar recursos cuando existen condiciones que perturban algún elemento, sistema o unidad de análisis.

*. **Rapidez.** Capacidad de cumplir prioridades y alcanzar metas en tiempos mínimos.

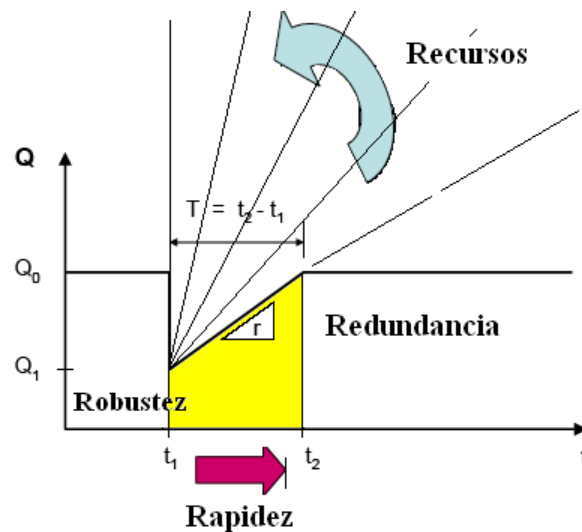


Fig. 24. Esquema de propiedades de la Resiliencia (Bruneau y Reinhorn, 2004).

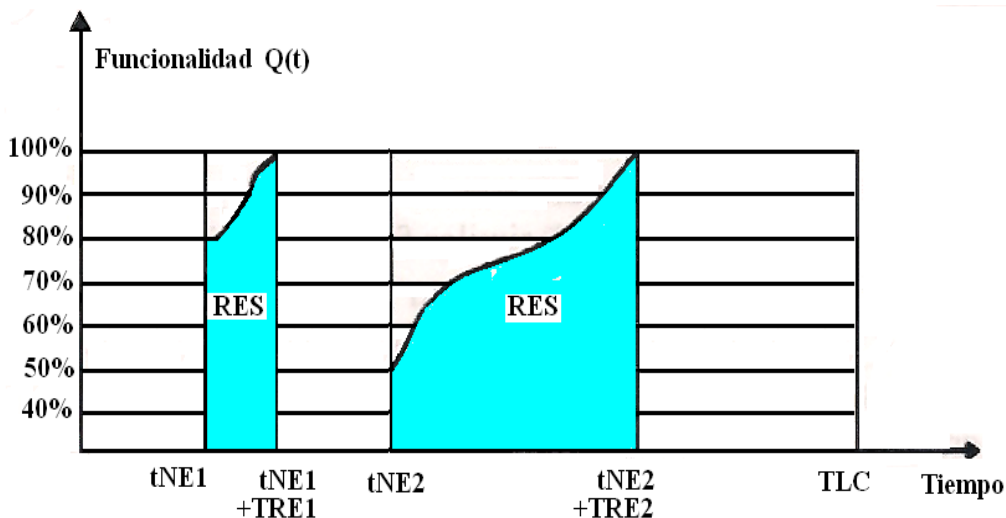


Fig. 25. Resiliencia desacoplada (Cimellaro et al, 2006).

La definición gráfica de la resiliencia para diversos eventos, donde la funcionalidad $Q(t)$ se expresa en forma adimensional y permite proponer una expresión para evaluar matemáticamente la resiliencia (ecuación 12) como un proceso estocástico que en cada proceso ensambla una función continua por pasos, tal como se muestra en la Fig. 25.

$$\bar{R} = \frac{1}{N_i} \sum_{i=1}^{N_i} \left\{ \frac{1}{N_E} \sum_{E=1}^{N_E} \frac{1}{T_{RE}} \int_{t_{OE}}^{t_{OE}+T_{RE}} \left[1 - L(I, T_{RE}) \cdot \left[\frac{H(t-t_{OE}) + [-H(t-(t_{OE}+T_{RE}))]}{\alpha_R \cdot f_{REC}(t, t_{OE}, T_{RE})} \right] \right] \cdot dt \cdot p_E(0, T_{LC}) \right\} \cdot P(I) \quad (12)$$

Donde NE es el número de eventos extremos esperados durante la vida útil del sistema T_{LC} ; N_i es el número de eventos extremos distintos; T_{RE} es el tiempo de recuperación del evento E; t_{OE} es el tiempo de ocurrencia del evento E; $L(I, T_{RE})$ es la función normalizada de pérdidas; $f_{REC}(t, t_{OE}, T_{RE})$ es la función de recuperación; $P(I)$ es la probabilidad de que un evento (I) de intensidad dada ocurra en el intervalo de tiempo T_{LC} ; $p_E(0, T_{LC})$ es la probabilidad de que un evento ocurra E veces en un intervalo de tiempo T_{LC} ; α_R es el factor de recuperación y $H(t)$ es la función involucrada. En la ecuación hay una función de pérdidas $L(I, T_{RE})$, la función de recuperación $f_{RE}(t, t_{OE}, T_{RE})$ y la función de fragilidad que no aparece explícita (Cimellaro et al, 2006).

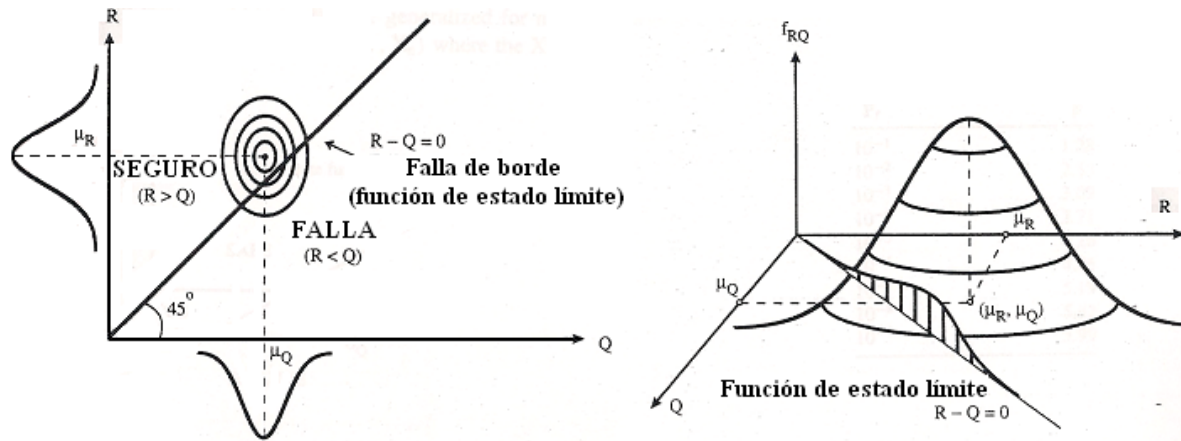


Fig. 26. Representación 3D de una función de densidad de probabilidad f_{RQ} (Nowak y Collins, 2000).

Si se tienen las variables Q que representan a las cargas y R a las resistencias, en un espacio bi-dimensional (Fig. 26a), se puede separar el dominio de la seguridad del dominio de la falla, y la frontera es una línea recta a 45° que parte del origen $R - Q = 0$ y cada curva representa una probabilidad de excedencia. Como R y Q son variables aleatorias se puede definir la función de densidad de probabilidades $f_{RQ}(r, q)$ representada en el espacio 3D (Fig. 26b) que en forma de una campana multidimensional de Gauss muestra mejor la densidad general de probabilidades (Nowak y Collins, 2000).

Las curvas de recuperación son funciones lineales, exponenciales y trigonométricas. La lineal se aplica cuando no hay suficiente información, la exponencial es para una respuesta rápida y organizada de la sociedad y la trigonométrica se refiere a un evento de baja probabilidad de excedencia sin ninguna preparación. En la Fig 27 se muestran las funciones de recuperación (Cimellaro et al, 2006). En la cuantificación de la resiliencia estructural y de los elementos no estructurales, se puede aplicar tres estados límites tal como se muestran en la Fig. 28, donde a la Integridad o Funcionalidad, se aplican un estado límite de servicio con pérdidas pequeñas (1), un umbral de colapso con pérdidas máximas (2) y un estado intermedio de daños (3), todos con niveles aleatorios así como las curvas de recuperación.

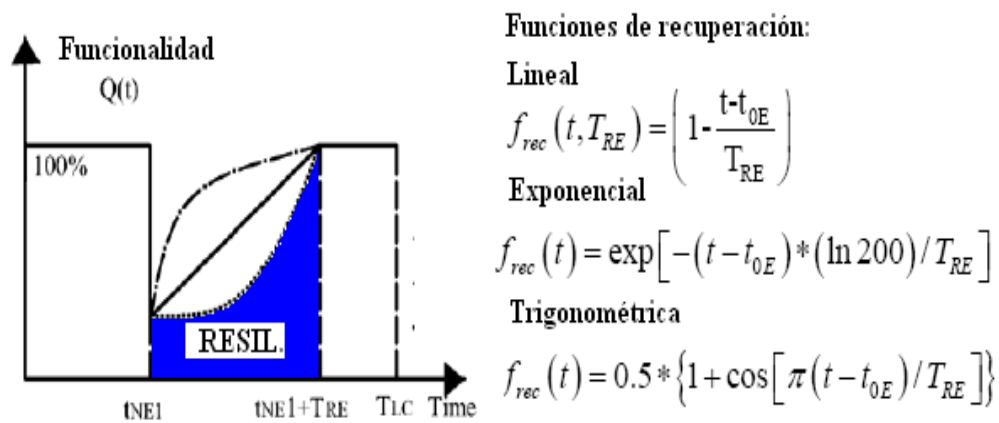


Fig. 27. Funciones de recuperación de la Resilencia (Cimellaro et al, 2006).

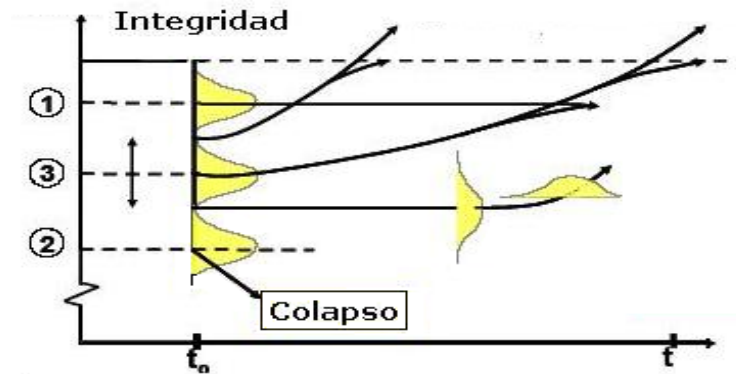


Fig. 28. Estados límites aleatorios (Bruneau y Reinhorn, 2004).

La Campana multidimensional (Fig. 29) permite delimitar los espacios límites, encontrar las áreas seguras en el espacio de aceleraciones pico PSa y desplazamientos o derivas pico PSd , así como las áreas críticas cuando se cortan con los contornos isoprobabilísticos. Aquí se toman límites determinísticos lo cual no es necesariamente así. La probabilidad que excede la respuesta para un estado límite se puede obtener directamente del volumen ubicado por debajo de la distribución que excede el límite específico. Las condiciones son diferentes para la estructura como para los elementos no-estructurales.

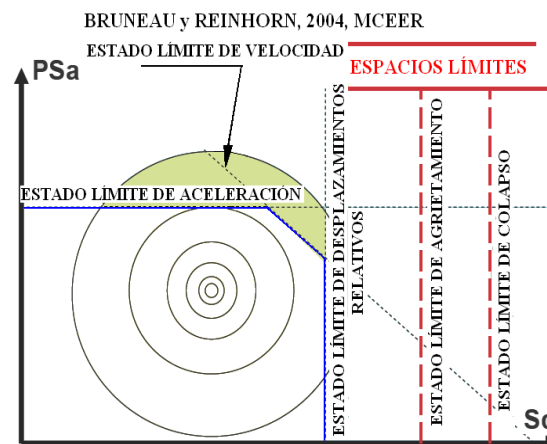


Fig. 29. Uso de la campana multidimensional para controlar los límites de las respuestas (Bruneau y Reinhorn, 2004).

En la Fig. 30 se utiliza la resiliencia para calcular las pérdidas probables en elementos no estructurales determinando la probabilidad de exceder un estado límite PEL de una curva de fragilidad determinada para amenazas variables expresadas en probabilidad de excedencia (Bruneau y Reinhorn, 2004).

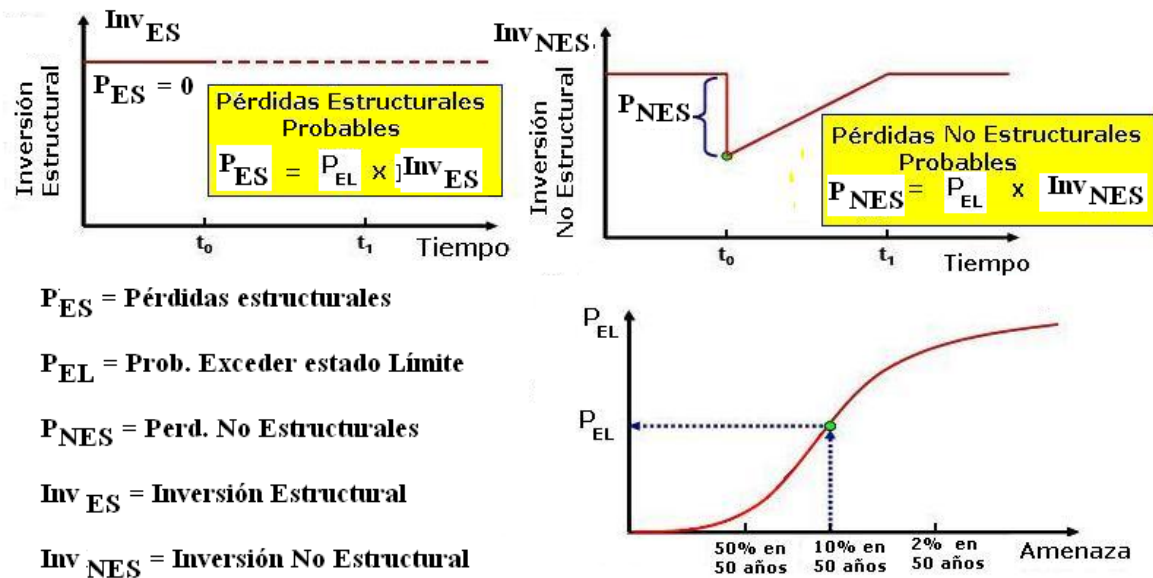


Fig. 30. Cálculo de Pérdidas en elementos no estructurales (Bruneau y Reinhorn, 2004).

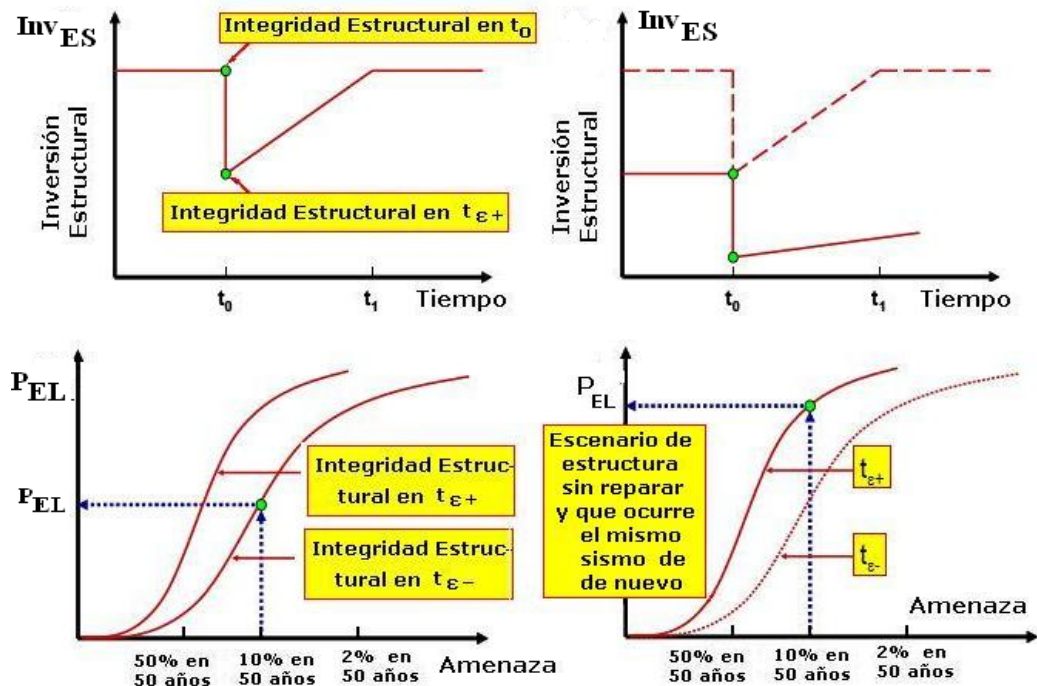


fig. 31. Respuesta Sismorresistente. a). Curva de resiliencia. b). Nueva curva de resiliencia en estructura no reparada c). Probabilidad de pérdidas estructurales antes de un sismo. d). Probabilidad de pérdidas al repetir un sismo (Bruneau y Reinhorn, 2004).

En la Fig. 31, se parte de la curva de resiliencia y de la probabilidad estimada de pérdidas antes de un sismo que en la curva de fragilidad tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años de vida útil. Si repitiera el sismo en el tiempo $t_{\epsilon+}$, la probabilidad de exceder el estado límite será mayor y una pérdida ulterior podría ocurrir, tal como lo muestra la segunda

curva de resiliencia. Finalmente, cuando se hace una rehabilitación estructural, la resiliencia puede cuantificarse aceptando el deslizamiento de las curvas de fragilidad para reducir las pérdidas tal como lo expresan los diagramas de la Fig. 32. Se observa la rehabilitación pre-sísmica y el reforzamiento de la curva de resiliencia para reducir la probabilidad de pérdidas (Bruneau y Reinhorn, 2004).

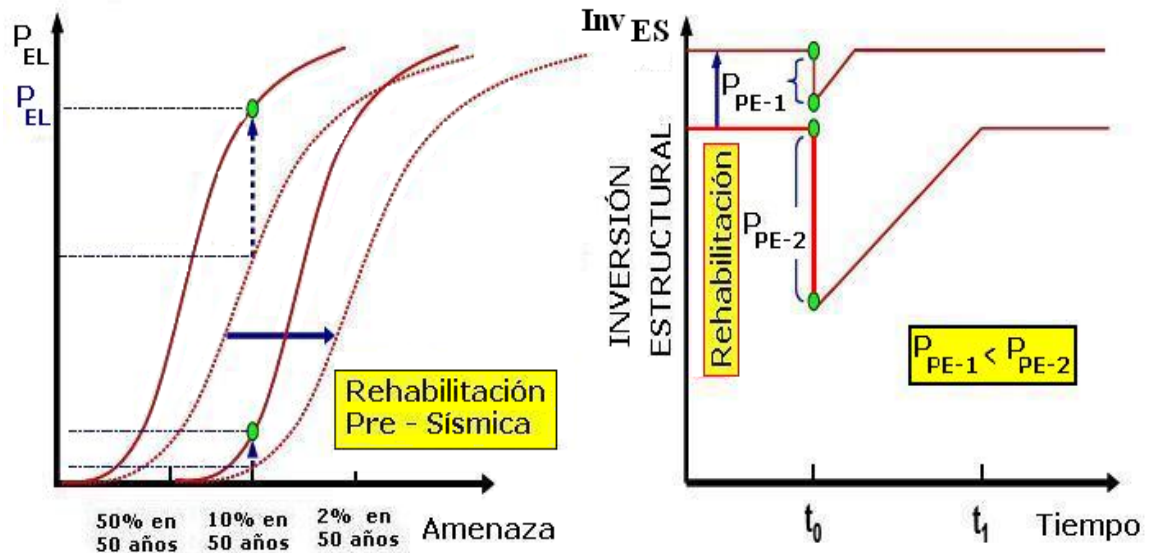


Fig. 32. Rehabilitación pre-sísmica y deslizamiento de curvas de fragilidad (Bruneau y Reinhorn, 2204).

6. CIUDADES SOSTENIBLES.

Según las recomendaciones de la O.N.U. establecidas en “El Marco de Acción de Hyogo, EIRD, 2008” la reducción de los riesgos debe incorporarse a las actividades del desarrollo sostenible y por tanto los ingenieros deberíamos estar atentos a participar en los retos que implica la sostenibilidad. En Mérida (Fig. 33) hemos propuesto “El Decálogo de la Mérida Sostenible” que deja una doctrina de acción (Lobo Quintero, 2007).

1º. Acordar un nombre y mantenerlo. Promover el proyecto “*Mérida Sostenible, una Ciudad para la Gente*” con precisiones conceptuales, que permitan satisfacer nuestras necesidades sin comprometer la capacidad de las generaciones futuras. Será inconveniente personalizarlo o presentarlo bajo otra denominación como “*Mérida Sustentable*”, que implica otras ideas y principios. Cuando los proyectos generan dudas en su definición o tienen metas ambiguas, no logran aplicaciones eficaces.

2º. Adoptar la ideología ambiental. Adoptar el “*desarrollo sostenible*”, como la política de las políticas, como una ideología ambiental, plataforma común para hacerla cumplir e ir la viendo en sus avances, con horizontes en el mediano plazo y resultados innovadores parciales, que vayan creando el consenso y la participación. El conocimiento ambiental debe ser difundido y practicado.



Fig. 33. Vista de Mérida con un desarrollo urbano no ordenado.

3º. Definir el paradigma. La sostenibilidad de la ciudad de Mérida depende del uso mesurado de su capital natural, contar con un proyecto de ciudad cultural, científica, tecnológica, turística y ambiental, que dependa de la posibilidad de abastecerse de suministros para subsistir y de aprender a deshacerse de los residuos, controlando la contaminación del aire, aguas y tierras, aplicando la reducción, reutilización, recuperación y el reciclaje de los mismos.

4º. Buscar la calidad de vida. La calidad de vida de los merideños se logrará buscando un equilibrio entre el hombre y la naturaleza, para alcanzar un estado de bienestar físico, mental, cultural y social, valorado en una dimensión posible y equitativa, salud, trabajo, educación, cultura, vivienda, servicios, ambiente, tiempo libre, economía, interacción social, seguridad personal y jurídica. Se va creando un nuevo contexto cultural alimentado por realizaciones sociales.

5º. Tener una ciudad compacta. Mérida debe responder a un sistema urbano compacto, que promueva la diversidad cultural, biológica, social, estética y paisajística, con asentamientos controlados que convoquen a la proximidad, a la conectividad ciudadana, al uso del transporte público, al ahorro de energía, al amor y respeto por la ciudad, al triunfo de la serenidad sobre la velocidad, para formar ciudadanos responsables. El proceso de gestión urbana sostenible debe ser eficiente, es fundamentalmente político, pero no es un fin, en sí mismo.

6º. Propiciar la participación. Estimular la participación de todas las capas sociales, para generar y legitimar las decisiones de gobernabilidad local, favorecer su implementación, tener mejores mecanismos de comunicación e información, aprender lecciones de ciudadanía, hacerse más sociables, definir una identidad individual y colectiva, precisar las prioridades, defender intereses y enriquecer la vida humana. Las comunidades deben prepararse para tomar con dignidad decisiones democráticas, aceptando voluntariamente limitaciones colectivas.

7º. Fortalecer la localización. La ciudad debe revalorizar su entorno natural y estético, vincular su desarrollo a una concepción planetaria, dar respuestas al mundo globalizado, exaltar y ancestral los valores locales del paisaje, la cultura, el arte, la historia, el agua limpia,

la fertilidad, la silvicultura, la productividad, el comercio, la fortaleza de las organizaciones locales, la competitividad y la participación. Los barrios deberían convertirse en los “*vecindarios urbanos sostenibles*”.

8º. Tener una ciudad segura. El desarrollo sostenible en los ecosistemas de montaña es incierto, por los riesgos que causa la susceptibilidad a la erosión, los deslizamientos de tierra, la sensibilidad climática, los movimientos sísmicos y las amenazas socio-naturales, el deterioro ambiental, las precipitaciones, la sequía y la desertización. Hay que crear una cultura de prevención y conservación, encontrar soluciones seguras a los moradores en riesgo permanente, limpiar los cauces de ríos y quebradas, crear conciencia de la peligrosidad cíclica y hacer más firmes los controles y la vigilancia ambiental.

9º. Atacar la pobreza urbana. Hay que adelantar programas para aliviar la pobreza urbana, buscar con tenacidad la solución al hambre, vivienda, malnutrición, calidad ambiental, salubridad, servicios, y educación de pobres y marginales. Encontrar soluciones prioritarias a la feminización de la pobreza, los derechos de la mujer y del niño, la inequidad, la exclusión, la discriminación, el sub-empleo, la inseguridad alimentaria y la violencia. Los proyectos de desarrollo sostenible no prosperarán sin la atención de la pobreza presente.

10º. Sensibilizar a los ejecutores. El desarrollo sostenible es un objetivo idealizado y complejo, y para alcanzarlo hay que basarse en la educación cívica y ambiental. Que sus ejecutores, los alcaldes del área metropolitana puedan abrir espacios de participación, convocar a la ciudadanía, vitalizar la sociabilidad, oír y convocar a personas e instituciones, aceptar la asesoría especializada, compartir los propósitos y las decisiones, integrar voluntades, garantizar los servicios eficientes, la seguridad ciudadana y conciliar dentro de sus territorios de gestión, asumiendo cambios de mentalidad, nuevos conocimientos e intercambios, pensar más en la gente, y buscar que Mérida sea una ciudad ejemplar.

Para seguir proyectos de ciudades sostenibles debemos preguntarnos ¿Cómo se han comenzado a lograr ciudades sostenibles?. Las experiencias dicen que los métodos son distintos, pero en todos ellos ha privado la participación, la educación y la mística ciudadana.

- *. Resolviendo un problema de transporte y tránsito.
- *. Con un programa efectivo de disposición de residuos.
- *. Logrando mejorar la calidad de los servicios públicos.
- *. Desarrollo de un programa de seguridad y vulnerabilidad.
- *. Haciendo un plan de ordenamiento territorial.
- *. Adoptando a los ríos como proyectos socio-ambientales.
- *. Adelantando programas de fortalecimiento social de los barrios.

7. CONCLUSIONES.

*. Respecto al Desempeño Estructural

Considerar las amenazas múltiples, la desagregación de las amenazas presentes, dar mejor atención a las amenazas de baja probabilidad de excedencia por su carácter caótico, establecer una normalización basada en desempeño, promover la evaluación estructural de las edificaciones esenciales, considerar la relación entre los sistemas estructurales y no estructurales, aplicar en las rutinas de cálculo métodos basados en desempeño estructural y con más frecuencia curvas de fragilidad, aplicar la salud estructural y estar pendiente de la evolución de los nuevos métodos de cálculo, de construcción y de mantenimiento de los sistemas estructurales.

*. Respecto al Riesgo.

Involucrarse en la gestión integral de los riesgos, intervenir en la planificación urbana segura, entender las relaciones entre sociedad y naturaleza para detectar la presencia de los riesgos

permanentes físicos y sociales. El ingeniero debe manejar los programas (GIS) del sistema de información geográfica.

***. Respecto a la Resiliencia.**

Reconocer las potencialidades de la Resiliencia física y social como alternativa integral y útil para preparar a la población, mitigar la pobreza y reducir las probabilidades de falla estructural, las grandes pérdidas económicas y sociales, teniendo en cuenta que el análisis es probabilístico y multi-dimensional.

***. Respecto a la Sostenibilidad.**

Manejar los conceptos de la sostenibilidad urbana y rural para responder a las responsabilidades profesionales y a la satisfacción de la calidad de vida de los seres humanos. Un proyecto de ciudad debe contar con la cooperación positiva de las instituciones universitarias, de su estructura académica y de sus personeros, los profesores con sus conocimientos, capacidad y experiencia, y los estudiantes, vigor de juventud y una oportunidad de formación. La integración de todo el subsistema de educación superior presente, fortalecerá la pertinencia en la definición de nuevas obligaciones y compromisos con la sociedad, en las perspectivas de lograr el desarrollo sostenible, ambiental, social, económico y cultural, como una planificación concertada entre las alcaldías, los especialistas y las comunidades, dando inmensas oportunidades para la cultura, la ciencia y la tecnología.

***. Respecto al total:**

Tener una concepción holística para integrar los conceptos de desempeño, riesgo, resiliencia y sostenibilidad para aplicarlos integralmente como ingeniería social y reconocer que este ejercicio obliga a ampliar los espacios de la especialización sismorresistente.

REFERENCIAS

1. Aguiar, R. *"Zonificación Sísmica en países bolivarianos"*. Boletín Técnico, Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, IMME, U.C.V, Caracas.
2. Aschheim M.A. and Black E.F. *"Yield Point Spectra for seismic design and rehabilitation"*. Earthquake Spectra, Vol. 16, N°. 2, 2000.
3. Boroschek R. y González L. *"Structural Modal Parameter Identification Under Varying Soil Foundation Conditions"*, Boletín Informativo de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, 2009, <http://ing.uchile.cl/boletín>.
4. Bruneau M. y Reinhorn A. *"Seismic resilience of communities. Conceptualización and operationalization"*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), University at Buffalo, Buffalo, N. Y., 2003.
5. Buckle I, y Lee G. *"Improving the resilience of highway systems to major earthquakes"*. Paper 2042, Proc. of the 8th U. S. Nat. Conf. Earthquake Eng. 2006.
6. Chopra A. K. y Goel R. K. *"Capacity-Demand diagram methods based on inelastic design spectra"*. 12 World Conference on Earthquake Eng., New Zealand, 2000.
7. Chopra A. K. y Goel R. K. *"Direct displacement-based design. Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra"*, Vol. 17, N°. 1, 2001.
8. Chopra A. K. *"Dynamics of Structures"*, Second Edition, Prentice Hall, 2001.

9. Chopra A. K. *"Estimating seismic demands for performance-based engineering of buildings"*. Paper N°. 5007, 13 World Conf. on Earth. Engineering, Vancouver, 2004.
10. Cimellaro G.M., Reihorn A.M., Bruneau M. y Rutenberg A. *"Multi-Dimensional Fragility of Structures: Formulation and Evaluation"*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. M.C.E.E.R. University of Buffalo, Buffalo, 2006.
11. Cimellaro G.P., Reinhorn A.M y Bruneau M. *"Quantification of seismic resilience"*. Paper N°. 1094. Proc. of the 8th U. S. Nat. Conf. Earthquake Eng. 2006.
12. Esteves R. *"Riesgos naturales y desarrollo sostenible"*. Cap. 2. Mérida Sostenible, Una ciudad para la gente", Vicerrectorado Académico, ULA, 2007.
13. Ellingwood B. R. *"Assesment and mitigation on risk from competing low-probability, high-consequence hazards"*. Symposium on emerging developments in multihazards engineering". New York, 2007.
14. Ettouney M. M., Alampalli S. y Agrawal A. *"Theory of multi-hazards: A quantification procedure to the process, Steel Institute of NY. Symposium on emerging developments in multihazards engineering"*. New York, 2007.
15. Fajfar P. *"A Non linear Analysis method for performance based deismic design. Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 3, August 2000."*
16. Freeman S. *"Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion"*. Proc. of Douglas Mc Henry Symp. Publication SP-55, American Concrete Institute, 1978.
17. Freeman S. *"Review of the development of the capacity spectrum method"*. Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. (home:iitk.ac.in/~vinaykg/438.pdf).
18. Freeman S.A. *"The capacity spectrum method as a tool for seismic design"*. Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, 1998.
19. Grases J. *"Introducción a la Evaluación de la Amenaza Sísmica en Venezuela. Acciones e Mitigación"*. Fundación Pedro Grases, Organización Gráficas Capriles, Caracas, 2002.
20. Goel R. y Chopra A. K. *"Modal Pushover Analysis for Unsymmetric Buildings"*, ASCE publications, 2005. <http://cedb.asce.org/cg>.
21. Gutiérrez A. *"Evolución y Perspectivas de la Ingeniería Sismorresistente"*. Seminario Técnico, Sidetur, 2007.
22. Hazus 99. *"Earthquake Loss Estimation Methodology"*. Federal Emergency Management Agency, FEMA, Vol. Washington, 1999.
23. Kalkan E. y Kunnath S.K. *"Method of modal combinations for pushover analysis of buildings"*. Paper 2713. 13 World Conference on Earth. Eng. Vancouver, 2004.
24. Kappos A. J., Paraskeva T. S. y Sextos A. G. *"Modal pushover analysis as a means for the seismic assessment of bridge structures"*. Proc. of the 4th Workshop on the seismic behavior of irregular and complex structures, Thessaloniki, Greece, 2005.

25. King S. "A framework for risk assessment of infrastructure in a multi-hazard environment. Symposium on emerging developments in multihazards engineering". New York, 2007.
26. Krawinkler H. y Miranda E. "Performance- Based Earhquake Engineering". Cap. 9. Earthquake Engineering, Edit. Bozornia Y. y Bertero V., CRC Press, 2004.
27. Kuroiwa J. "Reducción de Desastres: Viviendo en Armonía con la Naturaleza". Programa P.N.U.D., Lima, Perú, 2002.
28. Lavell, A. "Desastres Naturales y Zonas de Riesgo en Centroamérica: Opciones de Prevención y Mitigación. En: Estudios Sociales Centroamericanos", No.49, CSUCA, San José, Costa Rica (1989).
29. Lavell, A. "Estado, sociedad y gestión de los desastres en América Latina. En busca del paradigma perdido". Lavell y Franco, Eds. Red de Estudios Sociales en Prevención de Desastres en América Latina, 1996.
30. Leelataviwat S., Saewon W. y Goel S. C. "An energy method for seismic evaluation of structures", Paper N°. 05-01-0037, 14WCEE, China, 2008.
31. Lobo-Quintero W. "Mérida Sostenible, Una Ciudad para la Gente". Cap. 1. "Una propuesta para la Sostenibilidad de Mérida". Vicerrectorado Academico, U.L.A., Mérida, 2007.
32. Lobo-Quintero W. "Mérida, Ciudad Sostenible", Academia de Mérida, Talleres Gráficos Universitarios, ULA, 2008.
33. Moehle J. P. "Displacement-based design of RC structures subjected to earthquars Earthquake Spectra, Vol. 8, N° 3, 1992.
34. Nowak A.S. y Collins K.R. "Reliability of Structures". Mac Graw Hill Higher Education, ISBN 0-007-048163-6, USA. 2000.
35. O.N.U. "La Gestión de Riesgo de Desastres". El Marco de Acción de Hyogo, EIRD, 2008.
36. O.N.U. Resumen ejecutivo. El estado del futuro, www.millennium-Project.org, 2008.
37. Priestley M. J. N. "Performance based seismic design (State of the Art)". 12 World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
38. Priestley M. J. N., Calvi G. M. y Kowalsky M. J. "Displacement-based seismic design of structures". IUSS Press, Universidad de Pavia, Italia, y European School of advanced studies in reduction of seismic risk, Rose School, 2007.
39. Rivero P., Bendito A. y Lobo-Quintero W. "Desagregación de la Amenaza Sísmica en 7 ciudades del Occidente venezolano". XXXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Campinas, Brasil, Mayo 2006.
40. Roger R. "Cities for a Small Planet", Faber and Faber Limited, Londres, 1998.ç
41. SEAOC, "Visión 2000. Performance based seismic engineering of buildings", 1995.
42. Singhai A. y Kiremidjian A.S. "Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage". Journal of structural engineering, December, ASCE, 1996.

43. Sullivan T. *"The current limitations of displacement based design"*. European School of advanced studies in reduction of seismic risk, Rose School, Univ.de Pavia, 2002.
44. Vamvatsikos D. y Cornell C. A. *"Incremental Dynamic Analysis"*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, John Wiley and Sons, Vol. 31 (3), 2002.

CONSIDERACIONES ACERCA DE LOS TRABAJOS DE LAGRANGE SOBRE PANDEO DE COLUMNAS

Por Gérald Pirard

Prof. Titular

Univ. Nac. de Córdoba.

Av. Vélez Sarsfield 1601, Córdoba, Argentina

Dptoestruct@gtwing.efn.uncor.edu

RESUMEN

A raíz de los trabajos de Lagrange en pandeo, se presenta primero una simplificación de la situación pos crítica de una columna. Se simplifica la fórmula final, matemáticamente impecable, para adaptarla a las situaciones pos críticas prácticas. A continuación, basándose de nuevo en los trabajos de Lagrange, geniales en sus planteos, no así en sus resultados, seguidos por uno de Keller, impecable en su planteo matemático y en sus resultados, se presenta una pequeña generalización de la búsqueda de la mejor columna para pandeo, o sea de cómo debe variar la inercia a lo largo de la columna. Después se analiza la mejor forma que debe tener la sección de la columna.

ON LAGRANGE'S WORK ON THE BUCKLING OF COLUMNS

Works of Lagrange on the buckling of columns are considered in this paper. First, a simplification of the postcritical conditions in a column is discussed. The final equation due to Lagrange (which is a fine piece of mathematics) is simplified for its use in practical situations. Based on the high quality works of Lagrange, which on the other hand had problems in the results, together with the mathematically impeccable work by Keller, a new generalization is presented in the search for the best column to resist buckling; i.e. identification of inertia variations along the column to improve buckling strength. Finally, the problem of best column shape is addressed.

1 INTRODUCCIÓN

Entusiasmado por unos trabajos de Lagrange y de Keller que pasaron por mis manos, tanto sobre el aspecto pos crítico en pandeo como sobre la búsqueda de la mejor forma de una columna, me pareció que en el primer caso la formulación final necesitaba una simplificación para adaptarla a las situaciones prácticas y en el segundo caso una posible generalización.

Enamorado por la genialidad de los trabajos de estos ilustres matemáticos, este trabajo quiere ser una modesta contribución sobre el tema de pandeo.

2. LA TRAYECTORIA POS CRÍTICA SEGÚN LAGRANGE

Es bien conocida la fórmula de Euler para pandeo de una columna prismática biarticulada:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2} \quad (1)$$

Donde P_{cr} es la carga crítica, E el módulo de elasticidad, I el menor momento de inercia de la sección de la columna, ℓ el largo de la columna.

Lagrange (1770 -1773) reconoce la validez de dicha fórmula y parece ser el primero en preocuparse por el hecho que la indeterminación de la flecha cuando llegamos a la carga crítica no satisface una mente despierta, o dicho de otra manera, no convence del todo esta situación de bifurcación del estado de equilibrio. Lagrange parece así ser el primero en analizar el fenómeno de pandeo para grandes deformaciones, con la ecuación diferencial más elaborada de la línea elástica. Esta ecuación no es sencilla y él tiene el mérito de haber logrado su integración y dar así un aspecto de la situación pos-crítica por primera vez.

En el diagrama P - f , la asíntota horizontal de Euler en P_{cr} se cambia así en una leve curva, y la ecuación de la misma fue proporcionada por Lagrange, con un hábil desarrollo en serie.

Si llamamos P_{cr} la carga crítica de Euler, P la carga pos-crítica, f la flecha transversal de la columna, ℓ la luz entre apoyos articulados, la expresión de Lagrange, adaptada a nuestras notaciones, será:

$$\sqrt{\frac{P}{P_{cr}}} = 1 + \left(\frac{f}{\ell} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \sqrt{\frac{P}{P_{cr}}} \right)^2 + \frac{9}{4} \cdot \left(\frac{f}{\ell} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \sqrt{\frac{P}{P_{cr}}} \right)^4 + \frac{25}{4} \cdot \left(\frac{f}{\ell} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \sqrt{\frac{P}{P_{cr}}} \right)^6 \dots \quad (2)$$

$$\text{Si } \frac{f}{\ell} = 0,1 \quad \frac{P}{P_{cr}} = 1,0127 ; \text{ Si } \frac{f}{\ell} = 0,2 \quad \frac{P}{P_{cr}} = 1,0561 ; \text{ Si } \frac{f}{\ell} = 0,3$$

$$\frac{P}{P_{cr}} = 1,01557$$

Notamos así que dicha expresión no solamente vale para una carga P superior a la carga crítica de Euler P_{cr} , sino que para valor ya importantes de la relación $\frac{f}{\ell}$, P es muy poco superior a P_{cr} .

En realidad desde un punto de vista práctico, no se pueden aceptar relaciones de $\frac{f}{\ell}$ superior a 0,1.

Para graficar la función de Lagrange, vamos a considerar primero un solo término del desarrollo en serie, además del término del principio, con lo que f_1 resulta de la siguiente manera:

$$f_1 = \frac{4 \cdot \ell}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{P_{cr}}{P}} \cdot \sqrt{\sqrt{\frac{P}{P_{cr}}} - 1} \quad (3)$$

A continuación consideramos un término más, obteniendo el valor f_2 siguiente.

$$f_2 = \frac{4 \cdot \ell}{3 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{P_{cr}}{P}} \cdot \sqrt{\sqrt{9 \cdot \sqrt{\frac{P}{P_{cr}}} - 8} - 1} \quad (4)$$

De un libro de C. Massonnet (1960), obtenemos la fórmula para f_{vm} atribuida a Von Mises, que es la siguiente.

$$f_{vm} = \frac{\ell \cdot \sqrt{8}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{P}{P_{cr}} - 1} \cdot \left[1 - \frac{1}{8} \left(\frac{P}{P_{cr}} - 1 \right) \right] \quad (5)$$

En realidad, si realmente tenemos en cuenta que P es solamente muy ligeramente superior a P_{cr} , todas estas fórmulas coinciden en una sola más simple que proponemos en su reemplazo:

$$f = \frac{4 \cdot \ell}{\pi} \cdot \sqrt{\sqrt{\frac{P}{P_{cr}}} - 1} \quad (6)$$

La obtención de dicha fórmula se obtiene de la siguiente manera: Se considera que como P es muy poco superior a P_{cr} , P/P_{cr} puede considerarse como $1 + \varepsilon$, con ε muy pequeño. Conociendo los habituales desarrollos:

$$\sqrt{1 + \varepsilon} \approx 1 + \varepsilon/2 \quad ; \quad \frac{1}{1 + \varepsilon} \approx 1 - \varepsilon \quad ; \quad \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} \approx \varepsilon(1 - \varepsilon) \approx \varepsilon \quad \text{y reemplazando en todas}$$

las expresiones anteriores (3 – 4 – 5) se obtiene que cada una se simplifica en (6)

Si graficamos estas cuatro funciones, en la Figura 1, vemos que coinciden perfectamente en el dominio de uso.

Queda bien claro no obstante que dicho estudio realizado por Lagrange, no modifica el valor de la carga crítica de Euler y por lo tanto en todos sus cálculos subsiguientes, Lagrange usa la ecuación diferencial de Euler por considerarla suficiente.

3. FORMA ÓPTIMA DE UNA COLUMNA, SEGÚN LAGRANGE

En un trabajo de su juventud, Lagrange (1770 - 1773) aborda la búsqueda de la mejor forma de columna, entendiendo por ello la forma que conduce a la mayor carga crítica. Si bien sus resultados no son correctos, su método de trabajo es realmente genial y da pie, aún 200 años después, a varios estudios sobre el tema. Su idea fundamental es elegir una variación de inercia en forma de sección cónica y dar la forma general para integrar la ecuación diferencial de Euler en este caso. Truesdell (1960) retoma el mismo trabajo, con ligeras correcciones.

Evidentemente, si comenzamos con una columna prismática tomada de referencia (Inercia = I_0) y modificamos la inercia para mejorar la carga crítica, debemos primero considerar que variamos el tamaño de la sección sin cambiar su forma, y en segundo lugar debemos mantener una referencia constante (I_0) para comparar. Para cumplir este segundo aspecto, una posibilidad es conservar el volumen de la columna.

$$\Omega_0 \cdot \ell = \int_0^\ell \Omega \, dx \quad \text{o sea} \quad \Omega_0 = \frac{1}{\ell} \int_0^\ell \Omega \, dx \quad (7)$$

Como no cambiamos el largo de la columna, elegimos como referencia la columna con una sección Ω_0 que sea promedio de las secciones.

En realidad, como el fenómeno de carga crítica está intrínsecamente ligado a la Inercia (mínima) de la sección de la columna, se podría proponer como referencia un promedio de la inercia:

$$I_0 = \frac{1}{\ell} \int_0^\ell I \, dx \quad (8)$$

Por otro lado, si se restringe el análisis a una columna circular, la variación de inercia está ligada directamente a la variación del radio, y en este caso surge naturalmente de considerar como referencia la columna circular con un radio promedio.

$$r_0 = \frac{I}{\ell} \int_0^\ell r \, dx \quad (9)$$

Vemos con estas consideraciones que existen varias posibilidades de referencia. Vamos en este trabajo a considerar cuatro casos de referencia.

Teniendo en cuenta la primera consideración que hicimos, cuando una sección cambia de tamaño sin cambiar de forma, utilizando el índice 0 para la sección de referencia, tenemos por ejemplo que el promedio de sección puede escribirse:

$$\sqrt{I_0} = \frac{I}{\ell} \int_0^\ell \sqrt{I} \, dx \quad (10)$$

y el promedio del radio en la columna circular sería:

$$(I_0)^{1/4} = \frac{I}{\ell} \int_0^\ell (I)^{1/4} \, dx \quad (11)$$

Generalizando así, consideramos cuatro casos con $k = 4, 3, 2, 1$ y la referencia será:

$$(I_0)^{\frac{k}{4}} = \frac{I}{\ell} \int_0^\ell (I)^{\frac{k}{4}} \, dx \quad (12)$$

Notamos así que el caso $k = 4$ es el promedio de inercia, $k = 2$ es promedio de la sección, $k = 1$ sería el promedio del radio si la sección fuera circular. El caso $k = 3$ no tiene sentido geométrico definido pero entra en la generalización.

Estudiamos así diferentes variaciones de inercia. En primer término consideramos una variación de inercia en sección cónica como propuesta por Lagrange, obteniendo así los resultados de la primera columna de la Tabla 1 adjunta.

Después se estudió una columna con el tramo central de inercia constante y los extremos con variación cónica, obteniéndose los resultados de la segunda columna de la Tabla 1.

En una tercera etapa estudiamos una columna con dos tramos de inercia constante, resultados en la tercera columna de la Tabla 1.

Finalmente damos en la última columna, para los diferentes casos, una adaptación de la solución de Keller al mismo problema.

Se estudiaron también variaciones en forma tronco-cónica, resultando que la mejor forma de la columna se obtiene cuando se transforma en prismática.

El estudio de los resultados muestra evidentemente que la máxima carga crítica ($S_{\text{máx}}$) corresponde a la solución de Keller (1960), lo que no es de extrañar ya que el planteo de dicha solución preconiza que será la máxima. No obstante la solución cónica se acerca mucho a la solución de Keller y en cierta forma la aventaja ya que en los extremos superior

e inferior, Keller obtiene sección e inercia nula, lo que de manera práctica complica la colocación de la carga, problema que no presenta la solución en sección cónica.

En la Tabla 1 podemos ver una representación esquemática de la variación de inercia a lo largo de la columna.

También es interesante introducir la noción de eficiencia de la columna, de manera algo diferente de autores anteriores. Consideramos la eficiencia (Ef) de una columna como el cociente entre la carga crítica y su volumen.

En nuestro caso, como la carga crítica de referencia se considera constante, podemos escribir, modificando el cociente señalado por factores constantes:

$$Ef = \frac{P_{cr}}{V} \quad \text{o bien} \quad Ef = \frac{\frac{P_{cr}}{P_{cr0}}}{\frac{V}{V_0}} = \frac{P_{cr}}{P_{cr0}} \cdot \frac{V_0}{V} = S \cdot \frac{\Omega_0 \cdot \ell}{\int_0^\ell \Omega dx} = \frac{S}{\frac{1}{\ell} \cdot \int_0^\ell \frac{\Omega}{\Omega_0} dx} = \frac{S}{\frac{1}{\ell} \cdot \int_0^\ell \sqrt{\frac{I}{I_0}} dx} \quad (13)$$

Evidentemente en el caso $k = 2$, la eficiencia se reduce a S , ya que en este caso tenemos conservación del volumen.

En la Tabla 2 se dan los valores de la eficiencia así definida y también la relación de volumen. Como los gráficos de la primera tabla dan las variaciones de inercia, creemos conveniente representar en esta segunda tabla las mismas variaciones pero referidas a radios de columnas circulares equivalentes:

$$r = \sqrt[4]{\frac{I \cdot 4}{\pi}} \quad r_o = \sqrt[4]{\frac{I_o \cdot 4}{\pi}} \quad (14)$$

Notamos que las variaciones de volumen si bien existen no son muy grandes. La mayor eficiencia la lleva siempre el Caso 1 y la solución de Keller (1960) evidentemente. La columna con menos eficiencia es la con tramos constantes. Las otras tres son muy parecidas en sus resultados. La columna con tramo central constante y extremos cónicos es probablemente la más simple a realizar prácticamente.

4. LA MEJOR FORMA DE UNA COLUMNA PARA RESISTIR CARGA AXIAL

De los resultados anteriores notamos que para tratar de mejorar la carga crítica de una columna, aumentamos la inercia en el tramo central y la disminuimos en los extremos por razones geométricas según los cuatro casos analizados.

Si consideramos en la Fig. 2, uno de los casos, notamos que desde un punto de vista práctico, lo que hemos hecho aumentando la inercia al medio y disminuyéndola en los extremos, es casi como indicado por la línea de puntos, es decir aumentar la inercia en el medio y disminuir la longitud.

De hecho consideramos la expresión siguiente de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2} \quad (15)$$

Y con variaciones diferenciales tenemos:

$$\frac{dP_{cr}}{P_{cr}} = \frac{dI}{I} - 2 \cdot \frac{d\ell}{\ell} \quad (16)$$

Notamos así que como previsto un aumento de I , aumenta la carga crítica y una disminución de ℓ también.

Según los diferentes casos analizados anteriormente, tendremos: $\frac{d\ell}{\ell} = -\frac{k}{4} \cdot \frac{dI}{I}$ o

sea que reemplazando:

$$\frac{dP_{cr}}{P_{cr}} = \frac{dI}{I} + \frac{k}{2} \cdot \frac{dI}{I} = \frac{k+2}{2} \cdot \frac{dI}{I} \quad (17)$$

Es decir, según el caso tenemos la segunda columna de la Tabla 3.

Por ejemplo si queremos un aumento de carga crítica del orden del 20%, tendremos la variación relativa de inercia de la tercera columna de la Tabla 3, y la correlativa disminución de largo de la cuarta columna.

Notamos que la disminución de longitud es muy pequeña. En realidad vemos que buscar aumentar la carga crítica significa de hecho aumentar la inercia en el tramo central con una disminución casi imperceptible de la longitud.

Tabla 1 de resultados

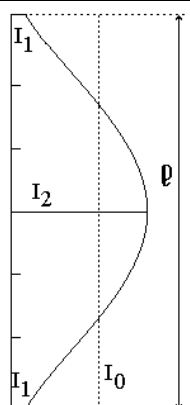
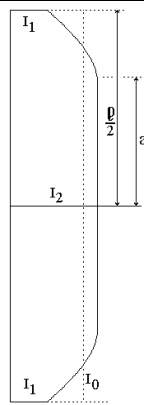
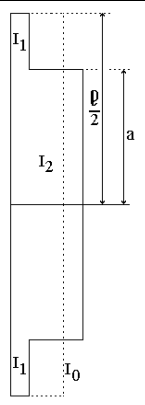
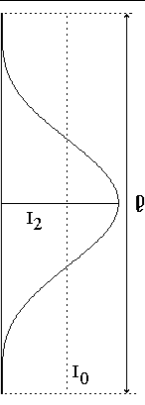
Variación de Inercia. I	1 Cónica		2 Constante y cónica			3 Dos tramos constantes			4 Keller
									
	β	S	β	λ	S	β	λ	S	S
Caso 4	0.315	1.207	0.120	0.218	1.189	0.509	0.718	1.133	1.216
Caso 3	0.251	1.250	0.120	0.218	1.247	0.504	0.710	1.165	1.262
Caso 2	0.179	1.317	0.120	0.218	1.326	0.500	0.703	1.207	1.333
Caso 1	0.100	1.433	0.120	0.218	1.434	0.498	0.700	1.260	1.434

Tabla 2 de Volumen y eficiencia: $\frac{P_{cr}}{P_{cr0}} \cdot \frac{V_0}{V}$

Radio de la columna circular equivalente. $r = \sqrt[4]{\frac{4}{\pi} \cdot I}$	Cónica		Constante y cónica		Dos tramos constantes		Keller	
	V/V ₀	Eficiencia	V/V ₀	Eficiencia	V/V ₀	Eficiencia	V/V ₀	Eficiencia
Caso 4	0,965	1,248	0,947	1,255	0,957	1,183	0,962	1,264
Caso 3	0,981	1,279	0,970	1,286	0,977	1,193	0,975	1,294
Caso 2	1,000	1,317	1,000	1,326	1,000	1,207	1,000	1,333
Caso 1	1,022	1,365	1,040	1,379	1,024	1,229	1,050	1,388

Tabla 3

Caso k	$\frac{dP_{cr}}{P_{cr}}$	$\frac{dI}{I}$ %	$\frac{d\ell}{\ell}$ %	Observación
4	$3 \cdot \frac{dI}{I}$	6,66	-6,66	Corresponde a disminución de 3,33% en cada extremo
3	$\frac{5}{2} \cdot \frac{dI}{I}$	8,00	-6,00	Corresponde a disminución de 3,00% en cada extremo
2	$2 \cdot \frac{dI}{I}$	10,00	-5,00	Corresponde a disminución de 2,50% en cada extremo
1	$\frac{3}{2} \cdot \frac{dI}{I}$	13,33	-3,33	Corresponde a disminución de 1,66% en cada extremo

5. SOBRE LA FORMA DE LA SECCIÓN

En la sección anterior se supuso que la inercia de la columna varía con una cierta ley, pero que la forma de la sección se mantiene parecida a sí misma y a la sección de referencia.

No hemos hecho ninguna restricción en cuanto a la forma de la sección, si bien queda claro que para el pandeo de la columna biarticulada, es la inercia mínima la que debemos tener en cuenta.

Además de los resultados anteriores que muestran cómo debe variar la inercia para aumentar la carga crítica, podemos abocarnos ahora a ver cual es la mejor sección o sea la que tenga mayor inercia mínima. Por supuesto de nuevo debemos mantener algo fijo, sino podemos aumentar indefinidamente la inercia tanto máxima como mínima. Elegimos de manera natural mantener fijo el valor del área de la sección.

Independiente de la forma de la sección, el estudio de las inercias muestra que la única manera de tener una inercia mínima que sea máxima es cuando alcanza la inercia máxima, o sea cuando el círculo de Mohr de las inercias se reduce a un punto.

Por ejemplo, todos los polígonos regulares entran en dicha categoría. La inercia de un polígono regular de n lados es, si llamamos " a " el radio circunscrito:

$$I_n = \frac{n \cdot a^4}{8} \cdot \text{sen}\left(\frac{2\pi}{n}\right) \cdot \left[\left(\cos\left(\frac{\pi}{n}\right) \right)^2 + \frac{1}{3} \cdot \left(\text{sen}\left(\frac{\pi}{n}\right) \right)^2 \right] \quad (18)$$

Y la superficie del mismo es:

$$\Omega_n = \frac{n \cdot a^2}{2} \cdot \text{sen}\left(\frac{2\pi}{n}\right) \quad (19)$$

Si calculamos la relación entre la inercia de un polígono de n lados a la inercia de un círculo de misma área, tenemos:

$$q(n) = \frac{\frac{2\pi}{n}}{\frac{\text{sen}\left(\frac{2\pi}{n}\right)}{n}} \cdot \left[\left(\cos\left(\frac{\pi}{n}\right) \right)^2 + \frac{1}{3} \cdot \left(\text{sen}\left(\frac{\pi}{n}\right) \right)^2 \right] \quad (20)$$

Graficando esta función obtenemos la Fig. 3, donde notamos que evidentemente hemos hecho variar n a partir de 3 y que para este valor que corresponde al triángulo equilátero tenemos la máxima relación de 1,209.

Ello significa que si usamos una columna en forma de triángulo equilátero en vez de una columna circular, ya tendremos casi un 21% de aumento de la carga crítica, a más del aumento que podemos tener por variar la inercia a lo largo de la columna. Dicha ganancia se reduce muy rápidamente a medida que aumentan los lados del polígono. Para un hexágono sería solamente de un 0,7%.

En otras palabras podemos concluir también que desde el punto de vista de la carga crítica, la columna circular es la menos indicada.

Seguimos realizando consideraciones sobre la mejor forma sin variación del área de la sección.

Sea una sección cualquiera referida a sus ejes principales de inercia y , z , como se muestra en la Fig. 4. Una sección así puede siempre encerrarse en un rectángulo de dimensión (a, b) .

El área Ω_0 siempre puede expresarse como:

$$\Omega_0 = a.b.\alpha \quad (21)$$

o sea por el área del rectángulo multiplicada por un coeficiente α de forma. Si modificamos la sección proporcionalmente a sí misma, a y b varían proporcionalmente al cambio, pero α se mantiene.

En cuanto a las inercias podemos escribir:

$$I_{z0} = \frac{a.b^3}{12}.\beta \quad I_{y0} = \frac{b.a^3}{12}.\gamma \quad (22)$$

donde β y γ son coeficientes de forma de la misma manera que α .

Una forma de modificar la sección sin cambiar su superficie Ω_0 , es modificando todas las dimensiones en la dirección "y" en un factor k y en la dirección "z" en un factor $1/k$. Así "b" será "b.k" y "a" será "a/k", de manera que la sección no cambia:

$$\Omega = \frac{a}{k}.b.k.\alpha = a.b.\alpha = \Omega_0 \quad (23)$$

En cuanto a las inercias:

$$I_z = \frac{\frac{a}{k}.(b.k)^3}{12}.\beta \quad I_y = \frac{b.k.\left(\frac{a}{k}\right)^3}{12}.\gamma \quad (24)$$

$$\text{o sea:} \quad I_z = I_{z0}.k^2 \quad I_y = \frac{I_{y0}}{k^2} \quad (25)$$

Una inercia disminuye y la otra aumenta en la misma proporción. Este procedimiento permite siempre igualar las inercias máxima y mínima sin cambiar el área. Notaremos que el producto de las inercias no cambia.

$$I_z.I_y = I_{z0}.I_{y0} \quad (26)$$

Este procedimiento indicado permite siempre obtener la máxima inercia mínima, que será:

$$I_{M\acute{a}x} = I_{m\acute{i}n} = \sqrt{I_{z0}.I_{y0}} \quad (27)$$

De nuevo insistimos que este resultado no depende de la forma de la sección. Este procedimiento aumenta la inercia mínima con una correspondiente disminución de la inercia máxima, hasta que se igualen.

Una columna rectangular nunca podrá tener mayor carga crítica que la columna cuadrada de misma área.

Podemos perfectamente también aumentar la inercia mínima sin modificar el área de la sección ni el valor de la inercia máxima y llegar así a igualar las inercias principales. Si consideramos Fig. 5a, una sección cualquiera referida a sus ejes principales "z" de máxima inercia e "y" de mínima. Si consideramos un rectángulo elemental paralelo al eje "z", Fig. 5b, podemos dividirlo en dos de igual superficie y deslizar cada una de estas de una misma cantidad, una a la izquierda y la otra a la derecha de una misma cantidad arbitraria. Ello no modifica ni el área ni la inercia relativa a "z" y aumenta la inercia relativa a "y". Si cuidamos de mover estas superficies iguales de una misma distancia, los ejes "y, z" seguirán siendo

ejes principales de inercia. Si seguimos así con los sucesivos rectángulos elementales superiores obtenemos la Fig. 5c.

De esta forma podemos aumentar la inercia mínima hasta igualarla a la máxima.

Si analizamos una columna con sección rectangular, primero consideramos que base y altura del rectángulo varían proporcionalmente. Ese caso entra directamente en los resultados de las Tablas 1 y 2.

Si se mantiene la base constante, variando solamente la altura, no debemos olvidar que el pandeo se rige por la inercia mínima. Por otro lado la hipótesis que hicimos en los cálculos anteriores de que las secciones varían manteniendo su forma ya no tiene validez. En este caso puede estudiarse el problema por el método de Lagrange y obtener el mismo resultado que el caso 4 de la Tabla 1 con una ganancia sobre la carga crítica de 20,7%. Se deberá tener cuidado que la altura en los extremos sea mayor o a lo sumo igual a la base del rectángulo. El método de Keller (1960) no puede utilizarse en este caso, ya que en este método la inercia varía de un máximo al centro hasta cero en los extremos. Ello obliga a que en algún punto intermedio, la altura llegue a igualarse a la base (cuadrado) y más allá de este punto la dirección de inercia mínima gira de 90° , Fig. 6.

6 CONCLUSIONES

- Hemos consultados varios autores ilustres, y si bien muchas veces hemos introducido modificaciones y/o correcciones a sus desarrollos, nuestra meta no fue criticar sus trabajos sino agradecerles el trabajo que han realizado y el surco que emprendieron, tratando de prolongarlo y profundizarlo.
- En cierta forma es un trabajo de recopilación, síntesis y algo de generalización.
- Hemos eliminado todos los pasos matemáticos, algunas veces pesados para presentar solamente los resultados. Dichos cálculos, si bien cambian un poco con respecto a los autores originales, no tienen nada de fundamentalmente nuevo. Las novedades que puedan existir están en estas páginas en cuanto a sus resultados.
- En primer lugar introducimos una simplificación en la expresión de la carga de una columna en estado pos crítico. Es un simple paso matemático, considerando que P solamente puede sobrepasar muy poco P_{cr} .
- Generalizamos la búsqueda de la mejor variación de inercia de una columna, con diferentes referencias. Evidentemente la solución propuesta por Keller (1960) es siempre la mejor forma ya que su planteo analítico lo preconiza. No obstante la forma propuesta por Lagrange (1770 – 1773) se acerca mucho a la mejor forma, con la ventaja de no tener sección nula en los extremos.
- Del punto de vista de la eficiencia, como la hemos introducido, que cambia ligeramente con la definición de autores anteriores, sigue siendo la forma propuesta por Keller (1960) que tiene la máxima eficiencia. El caso con tramo central constante y extremos con variación de inercia cónica es el que sigue, de muy cerca, con la ventaja de nuevo de no tener sección nula en los extremos.
- En cuanto a la mejor forma de la sección, no hay duda que la igualdad de las inercias principales es el requisito más relevante. Ello implica que ninguna columna con sección rectangular pueda tener mayor carga crítica que la viga cuadrada de misma área. De las secciones en forma de polígono regular, el triángulo equilátero proporciona la mejor forma... y el círculo la peor.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece al Dr. Luis Godoy, quién le proporcionó los artículos de base de este trabajo.

REFERENCIAS

1. J. L. Lagrange (1770 –1773), “*Sur la figure des colonnes*”, Miscellanea Taurinensia, t. V, pp. 125–170.
2. Charles Massonnet (1960), “*Résistance des matériaux*”, Sciences & Lettres, Liège, pp. 417.
3. Joseph B. Keller (1960), “*The Shape of the Strongest Column*”, Comunicado por C. Truesdell, Institute of Mathematical Sciences, NY University.
4. Clifford A.. Truesdell (1960), “*The rational Mechanics of flexible or elastic bodies, 1638-1788*”, pp.352–355 Turici.
5. L. Euler (1744), *Methodus inveniendi lineas curvas maximi minimive proprietate gaudentes, sive solution problematis isoperimetrici*, Marcum Michaellem Bousquet & Socios, Laussane y Geneva. En Latín.
6. L. Euler (1759), *Sur la force des colonnes*, Hist. Acad. Sci. Berlin, pp. 252-282.
7. L. Euler (1778), *Determinación de los pesos que pueden soportar columnas*, Acta Academiae Scientiarum Imperialis Petropolitanae, vol. 2, pp. 121-145. En Latín. Comunicado originalmente en 1776.
8. L. Euler (1778), *Examen de una notable paradoja en la teoría de columnas*, Acta Academiae Scientiarum Imperialis Petropolitanae, vol. 2, pp. 146-162. En Latín. Comunicado originalmente en 1776.
9. L. Euler (1778), *Sobre la altura de una columna que colapsa por su propio peso*, Acta Academiae Scientiarum Imperialis Petropolitanae, vol. 2, pp. 163-193. En Latín. Comunicado originalmente en 1776.
10. L. Euler (1782), *Investigatio motuum, quibus laminae et vigae elasticae contremiscunt*, Acta Academiae Scientiarum Imperialis Petropolitanae, vol. 3, pp. 103-161. En Latín. Comunicado originalmente en 1774.

ESTUDIO DE LA INTERFAZ HORMIGÓN-EPOXI-FRP DE UN ENSAYO DE DOBLE CORTANTE POR MEDIO DE LA TEORÍA DE MEZCLAS SERIE/PARALELO

Maritzabel Molina^{a,b}, Juan José Cruz^a, Sergio Oller^a, Alex H. Barbat^a y Luis Gil^a

^a Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería (RMEE). Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), Jordi Girona 1-3, Mòdul C1. Campus Nord. 08034 Barcelona (SPAIN)

^b Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia. Ciudad Universitaria IEI. Bogotá (COLOMBIA)

RESUMEN

El uso de los materiales compuestos para la rehabilitación y la reparación de estructuras de hormigón y de acero se ha ido incrementando en las últimas décadas. Frente a la necesidad de entender de una forma más apropiada el comportamiento de las estructuras reforzadas, la simulación numérica de los materiales compuestos ha surgido como una herramienta; sin embargo, es un campo que aun está en desarrollo. En este trabajo se desarrolla la teoría de mezclas serie/paralelo como una alternativa eficiente para el análisis de estructuras reforzadas con polímeros reforzados con fibras largas (FRP) y se estudia con detalle el comportamiento de la interfaz hormigón-adhesivo-FRP. Utilizando el programa de elementos finitos no lineal PLCDYN [iii], se hace una simulación tridimensional de un ensayo de doble cortante y se compara con los resultados obtenidos en el laboratorio. Se han podido evidenciar las ventajas de esta teoría como herramienta para el análisis numérico de los materiales compuestos.

ABSTRACT

The use of composite materials in the rehabilitation and reparation of concrete and steel structures has increased in the last decades. However, the behaviour of the structures strengthened with composite materials is complex and still under study. Therefore, the numerical simulations of such structures appeared to be a necessary as tool, although it is still a developing field. This paper develops the serial/parallel mixing theory as an efficient alternative for the analysis and design of structures reinforced or rehabilitated with Fiber Reinforced Polymers (FRP) and studies in detail the behaviour of the FRP- concrete interface. The simulation of a double shear laboratory test was performed by using the non linear finite element code PLCDYN [iii], and the obtained results are compared whit experimental ones. The used theory and computer code proved to be excellent computational tools for the numerical analysis of composite materials.

1. INTRODUCCIÓN

Frente al incremento del uso de los materiales compuestos conformados por polímeros reforzados con fibras largas (FRP) como una alternativa de refuerzo de las estructuras, es importante buscar nuevas herramientas que permitan estudiar su comportamiento para optimizar su utilización diseño tanto en la reparación de los elementos estructurales con cierto nivel de daño como en la rehabilitación de los elementos que requieren tener un mejor comportamiento dentro de la estructura.

Los polímeros reforzados con fibras largas (FRP) más utilizados como refuerzo son los reforzados con fibra de vidrio (GFRP) y con fibra de carbono (CFRP); en menor medida han sido utilizados los polímeros reforzados con fibra de aramida (AFRP).

La interacción entre la experimentación y la simulación numérica con elementos finitos representan una estrategia eficiente para estudiar el comportamiento de las estructuras reforzadas con materiales compuestos. Dado que la simulación numérica de los materiales compuestos es un campo que está en desarrollo, y que su uso en obras civiles es relativamente nuevo, aún hay aspectos de los FRP que, por su complejidad, no han sido suficientemente estudiados para su utilización como refuerzo en estructuras de hormigón armado. Entre estos aspectos hay que destacar, la pérdida de adherencia entre el FRP y el hormigón.

Entre los resultados experimentales existentes se ha encontrado que los mecanismos de fallo de la adherencia del FRP son factores críticos para el comportamiento de los elementos reforzados solicitados a cortante o flexión. Además, dejan claro que existe la necesidad de nuevas herramientas que permitan predecir, de una forma más precisa la pérdida de adherencia por el deslizamiento entre el FRP y el hormigón o por la delaminación del FRP [i].

En este artículo, se comienza por hacer una revisión del estado del conocimiento de las investigaciones realizadas en el campo del comportamiento de la interfaz hormigón-adhesivo-FRP, analizando la influencia del comportamiento de los materiales y su interacción con la pérdida de adherencia de la interfaz. Luego se describe la teoría de mezclas serie/paralelo [ii], la cual es una nueva herramienta que permite la simulación numérica de los materiales compuesto. Por último, utilizando el programa de elementos finitos PLCDYN [iii], se simula un ensayo de doble cortante utilizando la teoría de mezclas serie/paralelo, en el que se analiza el comportamiento de la interfaz hormigón-epoxi-FRP; por último, se contrastan los resultados numéricos obtenidos con los resultados experimentales.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO SOBRE LA SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA INTERFAZ HORMIGÓN-EPOXI -REFUERZO CON FRP

La eficiencia del refuerzo para las estructuras de hormigón armado depende tanto de la apropiada selección de la configuración del refuerzo, como de la adherencia entre el FRP y el compuesto [iv].

Los estudios experimentales realizados demuestran que uno de los parámetros críticos para definir la resistencia del hormigón armado reforzado con FRP es la adherencia entre el hormigón y el FRP [v], de la que depende el mecanismo de transmisión de tensiones y por tanto del comportamiento del compuesto. Consecuentemente, el comportamiento de la interfaz hormigón-epoxi-laminado en FRP es uno de los aspectos que ha sido más estudiado; la mayoría de los estudios han sido enfocados en la parte experimental, para determinar la resistencia de la adherencia; sin embargo en muy pocas estudios se considera la simulación numérica como una herramienta para mejorar el análisis del comportamiento de la interfaz. Frente a la complejidad del comportamiento de la interfaz hormigón-epoxi-FRP es evidente que, además de la experimentación, se debe utilizar la simulación numérica para evaluar el comportamiento estructural de los elementos reforzados, para optimizar los diseños y para garantizar la eficiencia del FRP como refuerzo [vi].

En la década pasada, gran parte de las simulaciones se realizaron para la simulación de vigas reforzadas y alguna simulaban los modos de fallo de la interfaz por deslizamiento, lo que por el grado de complejidad del problema, ha implicado un gran coste computacional [vii; viii]. En los primeros estudios, se realizaron excesivas simplificaciones; por ejemplo no se consideró el daño en el hormigón y se supuso la adherencia perfecta entre el hormigón y el FRP durante todo el proceso de carga; además, en algunos casos no se modeló la capa del adhesivo o se consideró como un material lineal y elástico. Por tanto, la precisión de los resultados obtenidos mediante estas simulaciones es limitada, pero dieron las bases para establecer la distribución de las tensiones normales y tangenciales en la zona interfacial hormigón-FRP. Posteriormente, los estudios han puesto énfasis en el análisis no lineal con elementos finitos de la interfaz, con el objetivo de simular el proceso de deslizamiento entre el FRP y el hormigón [ix].

El avance del uso de los elementos finitos en el análisis del comportamiento de la interfaz hormigón-epoxi-FRP ha sido relacionado con la simulación de la propagación de las fisuras en el hormigón y en la zona interfacial. En ese sentido se desarrollaron dos tipos de aproximación es la simulación de fisuras:

- **Modelos de fisura discreta.** En esta formulación se predeterminan la dirección y posición de las fisuras en el mallado donde, por cada incremento de carga, se requiere que la malla de elementos finitos se modifique de acuerdo con la propagación de cada una de las fisuras. Asegura una buena precisión de la simulación del proceso de formación y propagación de fisuras, pero tiene un elevado coste computacional por el remallado. Este modelo ha sido utilizado, entre otros, por Perera et al. [vii], Yang et al. [viii], Niu y Wu [x; xi] y Niu et al. [xii] quienes, a excepción Perera et al., han enfocado sus modelos hacia el comportamiento de la interfaz en vigas reforzadas con FRP.
- **Modelos de fisura distribuida.** La malla de elementos finitos no se modifica y el proceso de fisuración se determina a través de las ecuaciones constitutivas no lineales. Las fisuras son simuladas como discontinuidades locales que son distribuidas dentro del sólido aplicando la teoría de la mecánica del continuo. Entre los estudios que han utilizado este tipo de modelos para el análisis de la interfaz hormigón-epoxi-FRP están Wu y Yin [xiii], Lu et al. [ix; xiv], Ebead y Neale [xv], Coronado y López [xvi].

Algunos investigadores han estudiado el deslizamiento entre el FRP y el hormigón considerando que el fallo ocurre por el modo de fractura de deslizamiento en el hormigón, debido a que en la mayoría de los ensayos de adherencia, la superficie del hormigón fisura por cortante. Es por ello que simulan la interfaz tomando elementos de espesor nulo o simplemente no modelan el adhesivo [viii; x; xi; xii]. En otros casos, colocan una capa de elementos de interfaz entre el FRP y el hormigón, en la que el deslizamiento es simulado en función de la ley constitutiva de la zona interfacial como un fallo de estos elementos [xiii; xv]. Otra alternativa en la simulación numérica es modelizar el deslizamiento mediante un modelo de fractura en la interfaz del hormigón, en los elementos adyacentes a la capa del adhesivo, donde el proceso del deslizamiento depende del modelo constitutivo asignado al hormigón [ix; xvi].

A pesar que, desde el año 2002, Ueda et al. [xvii] Recomendaron estudiar con mayor detalle el deterioro de las propiedades de la interfaz de las zonas cercanas a las fisuras en el hormigón, en las simulaciones recientes sólo se ha considerado el daño en el hormigón y en pocos estudios se ha modelizado el adhesivo. Además, tampoco se ha tenido en cuenta que el epoxi puede tener un comportamiento no lineal en respuesta al daño del hormigón o presentar daño.

Es importante que el FRP y el hormigón armado se puedan modelizar considerando el estado de cada uno de los materiales que lo componen; una potente herramienta para ello es la teoría de mezclas de serie/paralelo [xviii]. Asimismo, es necesario que en las simulaciones se considere el daño, tanto en el hormigón como en el adhesivo y en la matriz polimérica del FRP, bajo el principio de que el daño en los materiales produce la reducción de las propiedades mecánicas de la interfaz, lo cual afecta la adherencia.

3. TEORÍA DE MEZCLAS SERIE/PARALELO PARA MATERIALES COMPUESTOS

La teoría de mezclas, como gestor del uso de los modelos constitutivos que describen el comportamiento de los materiales simples que componen los materiales compuestos, constituye una herramienta que puede ser utilizada dentro de una técnica de elementos finitos para simular apropiadamente el comportamiento de dichos materiales. No obstante, es necesario el desarrollo de nuevas herramientas que mejoren la simulación numérica a nivel global y local, de manera que se represente de una forma más precisa el comportamiento real de los compuestos, con la finalidad de obtener información que no se puede medir en los ensayos de los elementos reforzados con FRP. Una excelente alternativa para la simulación numérica es la teoría de mezclas serie/paralelo [ii; xix], recientemente validada a través de diferentes pruebas experimentales. Esta teoría se fundamenta en la teoría de mezclas clásica,

propuesta por Trusdell y Topin (1960), la cual considera que el comportamiento de cada componente define el comportamiento global del compuesto.

La teoría de mezclas clásica surgió como una solución a la limitación que inicialmente presentaban los modelos constitutivos en el estudio de los materiales compuestos, por tratarlos desde un punto de vista macroscópico como un material homogéneo, sin tener en cuenta la contribución de sus materiales componentes [xx]. Esta teoría utiliza en la mecánica del continuo bajo el principio de interacción de las sustancias que componen el material, suponiendo que en el volumen infinitesimal del compuesto participan en paralelo todos sus componentes; asimismo, se considera que cada uno de ellos contribuye al comportamiento del compuesto en la misma proporción que su participación volumétrica [xxi]. La teoría de mezclas clásica presenta una restricción para su uso en los diferentes tipos de materiales compuestos, ya que parte de la hipótesis de que los componentes que coexisten en un punto, están en paralelo y tienen la misma deformación; por lo tanto, se puede utilizar en el campo lineal y, con algunas adaptaciones, en casos no lineales específicos, siempre que no se consideren significativos los movimientos relativos entre los componentes del compuesto [xxii].

Debido a las diferencias en el comportamiento de los componentes, a su interacción y a la forma en que están distribuidos en el compuesto, los materiales compuestos tienen una elevada anisotropía y un comportamiento no lineal incluso para bajas tensiones, lo que hace que su modelación numérica sea compleja. No obstante, a través de la teoría de mezclas serie/paralelo complementada con el modelo de mapeo de espacios [xxiii] y a su generalización para el campo de grandes deformaciones [xxii], se obtiene la no linealidad y la anisotropía del compuesto como resultado de la interacción de cada uno de los componentes con su correspondiente ecuación constitutiva.

3.1.1 Fundamentos de la teoría serie/paralelo [ii]

En la teoría serie/paralelo se considera que en una dirección particular los componentes se comportan en paralelo y en las otras direcciones en serie. Se utilizan las siguientes hipótesis:

- En cada volumen infinitesimal del compuesto participan en conjunto todos sus componentes, es decir, la distribución de los componentes es homogénea.
- Los componentes tienen la misma deformación en la dirección en paralelo (condición de isodeformación) y la misma tensión en la dirección en serie (condición de isotensión).
- La adherencia entre los componentes es perfecta.
- La contribución de los componentes en la respuesta del compuesto es proporcional a la participación volumétrica de cada material componente.
- El volumen ocupado de cada material componente es inferior al volumen total del compuesto.

3.1.2 Definición de los componentes en serie y en paralelo de los tensores de deformación y de tensión [xxiv]

El tensor deformación ε se descompone una parte en serie ε_s y otra en paralelo ε_p por medio de los tensores de proyección de cuarto orden (P_p, P_s) en paralelo y en serie, respectivamente

$$\varepsilon = \varepsilon_p + \varepsilon_s \quad (1)$$

$$\varepsilon_p = P_p : \varepsilon \quad \varepsilon_s = P_s : \varepsilon$$

El tensor de tensiones σ también se separa en sus componentes en serie σ_s y en paralelo σ_p .

$$\sigma = \sigma_p + \sigma_s \quad (2)$$

$$\sigma_p = P_p : \sigma \quad \sigma_s = P_s : \sigma$$

donde los tensores de proyección de cuarto orden se hallan a través del tensor de proyección paralelo de segundo orden \mathbf{N}_p y del tensor identidad de cuarto orden \mathbf{I}

$$\mathbf{P}_p = \mathbf{N}_p \otimes \mathbf{N}_p \quad \mathbf{P}_s = \mathbf{I} - \mathbf{P}_p \quad \mathbf{N}_p = e_1 \otimes e_1 \quad (3)$$

siendo e_1 el vector unidad que indica la dirección del comportamiento en paralelo, es decir, la dirección de la fibra.

3.1.3 Ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad en las capas del compuesto [xxv]

Con el fin de minimizar el costo computacional, la implementación numérica de la teoría fue desarrollada para descomponer el compuesto c en un determinado número de capas $ncap$, tal que cada capa j sea conformada por una matriz m y una fibra f . Consecuentemente, con las hipótesis enunciadas, en cada capa del compuesto j se plantean las siguientes ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones:

- Comportamiento en paralelo

$${}^c_j \boldsymbol{\varepsilon}_p = {}^m_j \boldsymbol{\varepsilon}_p = {}^f_j \boldsymbol{\varepsilon}_p \quad {}^c_j \boldsymbol{\sigma}_p = {}^m_j k \cdot {}^m_j \boldsymbol{\sigma}_p + {}^f_j k \cdot {}^f_j \boldsymbol{\sigma}_p \quad (4)$$

- Comportamiento en serie

$${}^c_j \boldsymbol{\sigma}_s = {}^m_j \boldsymbol{\sigma}_s = {}^f_j \boldsymbol{\sigma}_s \quad {}^c_j \boldsymbol{\varepsilon}_s = {}^m_j k \cdot {}^m_j \boldsymbol{\varepsilon}_s + {}^f_j k \cdot {}^f_j \boldsymbol{\varepsilon}_s \quad (5)$$

3.1.4 Ecuación constitutiva de los materiales de las capas del compuesto

Como la implementación de la teoría serie/paralelo se realiza a nivel constitutivo a partir del estado de deformación en un punto de Gauss, una vez que se obtiene la deformación del compuesto ${}^c \boldsymbol{\varepsilon}$, se calcula el estado tenso-deformacional de cada componente cumpliendo con las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad, para luego hallar el estado de tensiones y de deformaciones del compuesto. Dicho estado se determina mediante la ecuación constitutiva que rige el comportamiento de cada componente

$${}^n_j \boldsymbol{\sigma} = {}^n_j \mathbf{C} : {}^n_j \boldsymbol{\varepsilon}^e = {}^n_j \mathbf{C} : {}^n_j (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^p) \quad n = \{m, f\} \quad (6)$$

de tal forma que ${}^n_j \mathbf{C}$ es el tensor constitutivo de la matriz m o de la fibra f de la capa j .

3.1.5 Algoritmo de la teoría serie/paralelo

En la figura 1 se muestra el algoritmo de esta teoría donde una vez que se determina el tensor deformación del compuesto en cada capa j , se descompone el tensor de deformación en sus partes en serie y en paralelo con el fin de calcular las correspondientes deformaciones en la matriz y en la fibra. Según la teoría serie/paralelo, la deformación en paralelo de los componentes es la misma, mientras que la deformación en serie es diferente para cada componente. Por ello, en el análisis de la parte en serie se requiere una primera aproximación de la deformación en serie de alguno de los componentes, por lo que se toma como predictor el tensor deformación en serie de la matriz del compuesto, para luego determinar el tensor de deformación en serie de la fibra mediante la ecuación (5) [xix].

La ecuación (5) de equilibrio de tensiones se verifica calculando la tensión residual de la capa $\Delta \boldsymbol{\sigma}_s$ y revisando que ésta sea menor que una tolerancia $Toler$, tal como se muestra en la ecuación (7). Cuando la tensión residual es mayor, la predicción de la deformación de la matriz se corrige en forma iterativa. Una vez se obtiene una tensión residual menor que la tolerancia, se hace la recomposición de los tensores de tensión y de deformación de la capa j .

$${}_j \Delta \boldsymbol{\sigma}_s = {}^m_j \boldsymbol{\sigma}_s - {}^f_j \boldsymbol{\sigma}_s \leq Toler \quad (7)$$

3.1.6 Ecuación de equilibrio en el compuesto

Una vez realizado el análisis de cada capa, el tensor de tensión obtenido para el compuesto ${}^c\sigma$ corresponde a la suma de los tensores de tensión de las capas del compuesto $ncap$ de acuerdo con el porcentaje de participación volumétrica de cada capa ${}_j k$.

$${}^c\sigma = \sum_{j=1}^{ncap} {}_j k {}^c\sigma = \sum_{j=1}^{ncap} {}_j k ({}_j^c\sigma_P + {}_j^c\sigma_S) \quad (8)$$

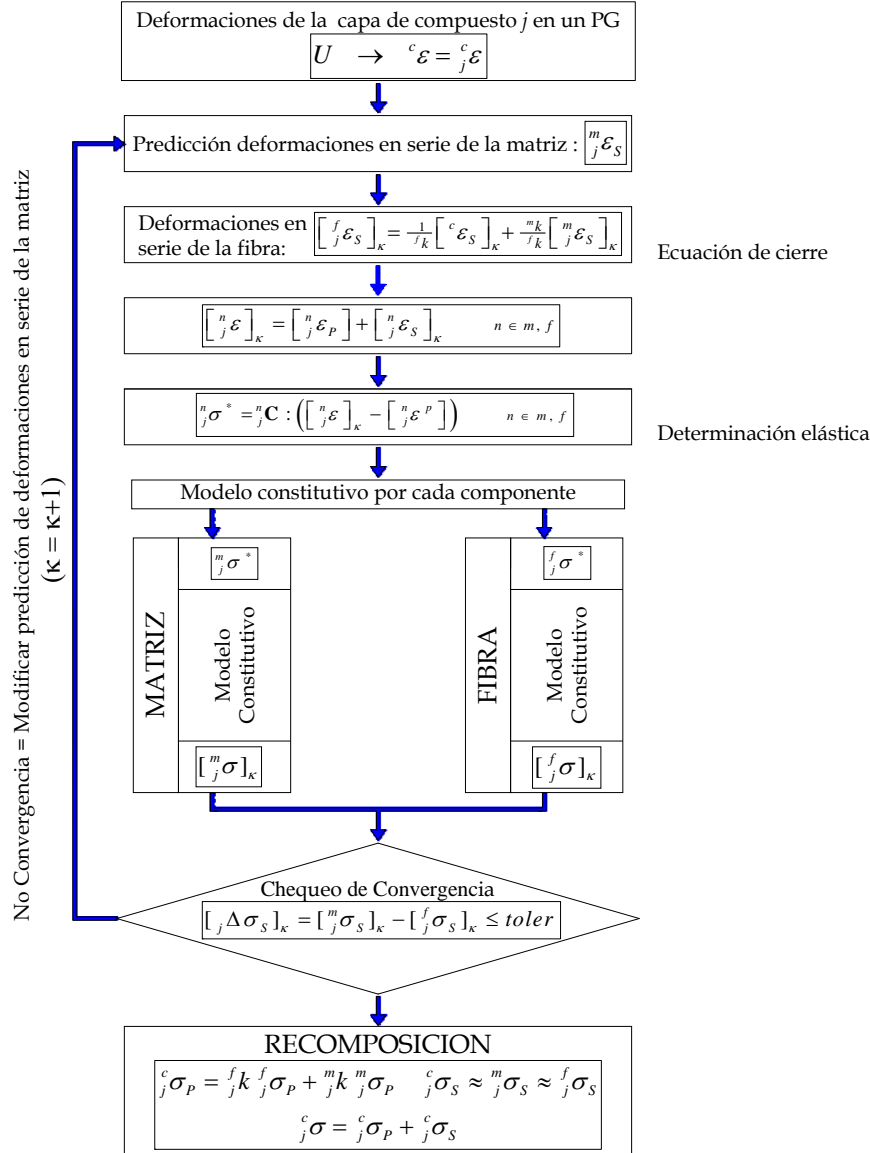


Figura 1 Esquema de solución de la teoría de mezclas serie/paralelo en pequeñas deformaciones para una capa de un compuesto en un punto de Gauss para un paso $i+1$ [xviii]

4.- ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA ZONA INTERFACIAL HORMIGÓN-EPOXI- FRP

En este apartado se comparan los resultados obtenidos utilizando la teoría serie/paralelo, con los resultados experimentales de un ensayo de doble cortante realizado en el Laboratorio de Resistencia de Materiales y Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de Terrassa de la Universidad Politécnica de Cataluña.

Son pocas las investigaciones que consideran los modelos tridimensionales, en el estudio del comportamiento de la interfaz hormigón-epoxi- FRP, pero en ellos realizan simplificaciones que no consideran el comportamiento no lineal la zona interfacial. Entre las más recientes se encuentran: Un modelo tridimensional de un ensayo de doble cortante con placas de GFRP [xxvi]. El hormigón y el GFRP fueron representados con elementos sólidos suponiendo un comportamiento elástico y lineal, mientras que la interface se simuló como dos sistemas de resortes de rigidez constante. Una simulación tridimensional de un ensayo de corte simple [xxvii]. Aunque se consideró el comportamiento elástico lineal en el hormigón, el epoxi y el FRP, se evidencia que la distribución de tensiones es diferente a la obtenida cuando se considera un estado plano de tensiones. Dicha diferencia que se debe tanto a la incidencia de la relación entre el ancho del FRP y el del bloque de hormigón (b_{FRP}/b_h), como a la influencia los coeficientes de Poisson de cada uno de los materiales que conforma la interface.

En este artículo se realiza una simulación numérica del test de doble cortante en tres dimensiones, mediante el programa de elementos finitos PLCDYN [iii], y se analiza el comportamiento no lineal de la zona interfacial hormigón-epoxi- FRP, aprovechando las ventajas que ofrece la teoría serie/paralelo en determinar el comportamiento tanto de los componentes como del compuesto.

4.1 Geometría del ensayo de doble cortante de la interfaz hormigón-epoxi-CFRP

La geometría del ensayo se indica en la figura 2, donde las bandas de CFRP se encuentran adheridas desde el extremo del bloque de hormigón. Una de las láminas tiene menor longitud con el propósito de inducir el fallo en ese sector y que, de esta forma, se garantizara que la instrumentación utilizada en el ensayo registrase todo el proceso de carga hasta el fallo.

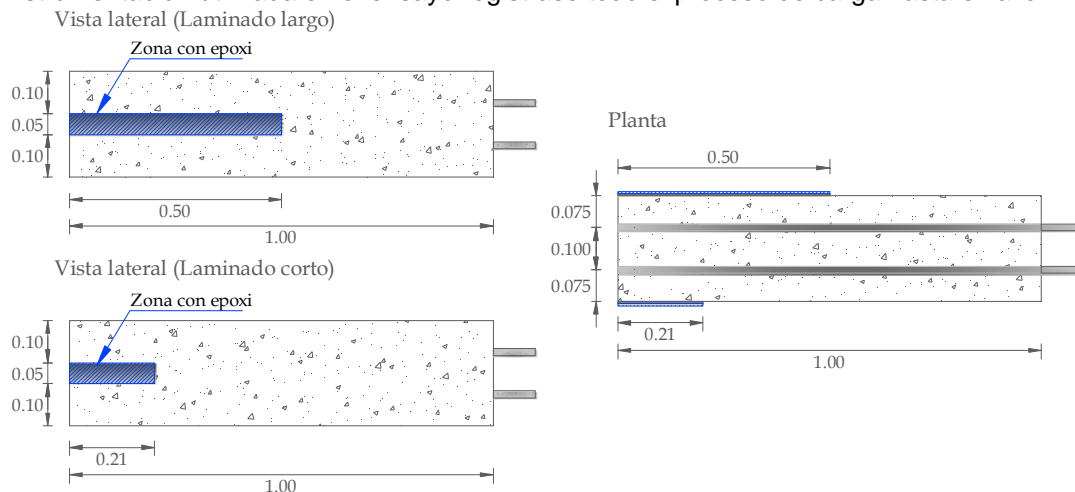


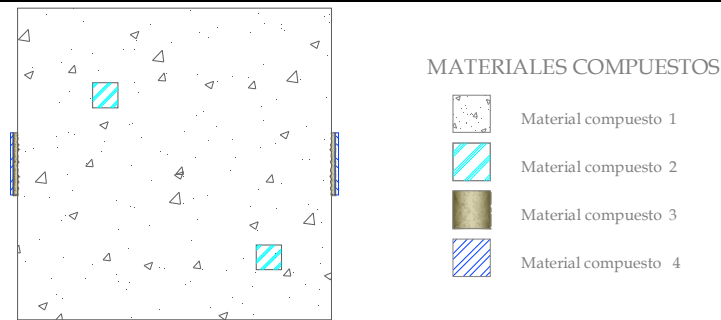
Figura 2 Geometría de la probeta del ensayo a doble cortante [xviii]

Sólo se modelizó el bloque al que se le aplica la fuerza de tracción, con una malla compuesto por hexaedros de 8 nodos. El modelo tiene cinco materiales simples y sus propiedades se muestran en la tabla 1.

De acuerdo con la teoría serie/ paralelo, en el hormigón armado y en el CFRP, las matrices de estos compuestos son el hormigón y la matriz polimérica, respectivamente, mientras que el acero y las fibras de carbono constituyen el refuerzo. Además, para considerar su correspondiente anisotropía, se tiene en cuenta que las barras de acero y las fibras de carbono están orientadas a 0 grados de la dirección en que se aplica la carga. En la figura 3 se indican los cuatro materiales compuestos asignados al modelo y en la tabla 2 se muestran los porcentajes volumétricos en los que participan los componentes en cada material compuesto.

Tabla 1 Propiedades mecánicas de los materiales componentes [xviii]

Material	Criterio de límite	$E_x=E_y=E_z$ [MPa]	ν	σ_c [MPa]	σ_t [MPa]	G_c [kPa·m]	G_t [kPa·m]
Hormigón	Mohr-Coulomb	$3.65 \cdot 10^4$	0.25	52.0	3.0	55.0	0.5
Acero	Von Mises	$2.00 \cdot 10^5$	0.00	270.0	270.0	2000.0	2000.0
Epoxi	Mohr-Coulomb	$1.25 \cdot 10^4$	0.20	80.2	22.9	36.0	3.0
Matriz polimérica	Mohr-Coulomb	$1.20 \cdot 10^4$	0.20	87.5	29.2	36.0	3.0
Fibra de carbono	Von Mises	$2.26 \cdot 10^5$	0.00	2200.0	2200.0	14500.0	14500.0

**Figura 3** Configuración de los materiales compuestos [xviii]**Tabla 2** Porcentajes de los componentes en los materiales compuestos [xviii]

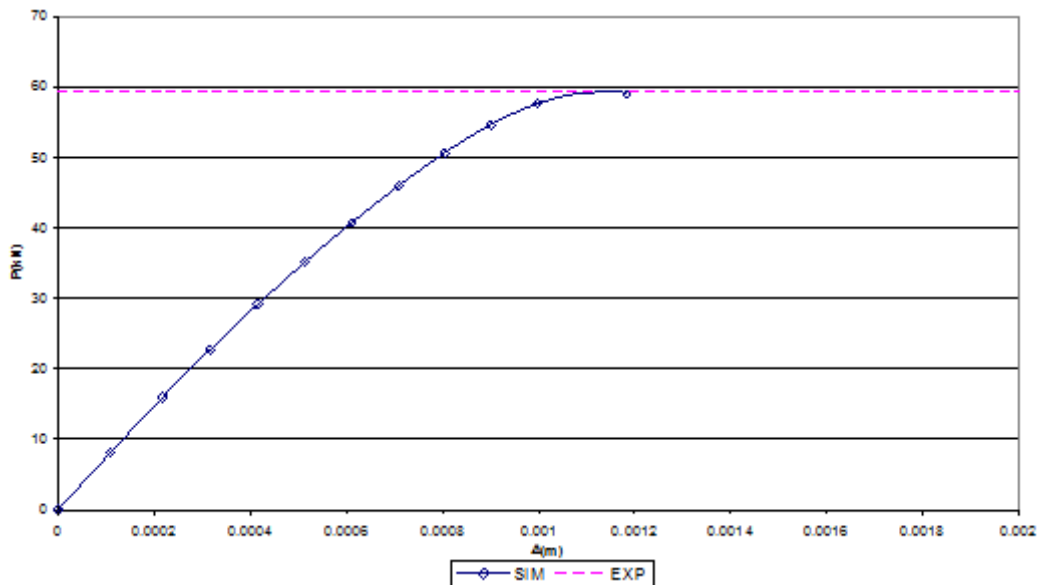
Material compuesto	Matriz de Hormigón	Acero a 0°	Matriz de Resina	Matriz Polimérica	Fibra de Carbono a 0°
1	100				
2	49.8	50.2			
3			100		
4				0.32	0.68

4.2 Descripción de los modelos constitutivos de los materiales

En las recientes investigaciones de la interfaz hormigón-epoxi-FRP, en las que se han modelizado ensayos de adherencia, se han considerado diferentes criterios de daño para el hormigón. Sin embargo, se observa que no se ha tenido en cuenta el daño en el adhesivo o en la matriz del FRP, efectos que evidentemente, reducen las propiedades mecánicas de los materiales que componen la interfaz y, por ende, afectan la adherencia [xviii]. Por ello, en este artículo para analizar el comportamiento de la interfaz de una forma integral, se aplicó el modelo de daño de Kachanov en el hormigón, el epoxi y la matriz polimérica del compuesto, mientras que para el acero se consideró un modelo elasto-plástico y para la fibra de carbono se utilizó como un modelo elástico y lineal. En todos los casos se ha considerado la hipótesis, que no hay daño inicial en los materiales. Además se supuso un estado inicial de adherencia perfecta en la interfaces hormigón-epoxi, epoxi-CFRP y hormigón-acero.

4.3 Rigidez y resistencia

En la figura 4 se observa la curva de carga - desplazamiento de la simulación numérica (SIM). En la prueba experimental (EXP), la carga máxima obtenida fue de 59.30kN y, en la simulación, fue de 59.26kN. Por otra parte, tanto en el ensayo como en el modelo numérico, el fallo se produjo con poca ductilidad.



Sim: simulación numérica exp: experimental

Figura 4 P- Δ con el ensayo de doble cortante

4.4 Daño

Una de las ventajas del uso de la teoría serie/paralelo consiste en que, al asignar un modelo constitutivo a cada componente de los compuestos, se puede observar la evolución de las variables internas, tales como el daño o el endurecimiento plástico en el compuesto y en los componentes. Por ello, en la simulación se puede estudiar el daño en el hormigón y en el epoxi, lo que permite analizar el mecanismo de fallo de la interfaz de una forma integral. El fallo se produjo deslizándose el laminado y desprendiéndose una sección del extremo del bloque de hormigón, tal como se aprecia en la figura 5 (a). Al compararla con la figura 5 (b), se observa que la parte desprendida del hormigón en la probeta tiene una forma similar a la sección que se deforma en el modelo numérico.

El mayor daño en el hormigón se produce hacia los bordes superior e inferior de la zona con refuerzo, con un máximo del 75% hacia donde termina el FRP, como se puede ver en la figura 5 (b). Este daño se extiende hasta 0.28m desde el extremo del bloque, es decir, a 0.07m más allá del laminado. Asimismo, en la figura 5 (c) se ve que el epoxi tiene mayor nivel de daño en el extremo donde se desprende el hormigón y se va reduciendo hacia el centro de la zona con refuerzo. Además, en la interfaz con el hormigón el máximo daño es del 22%, mientras que en la interfaz con el laminado es del 45%.

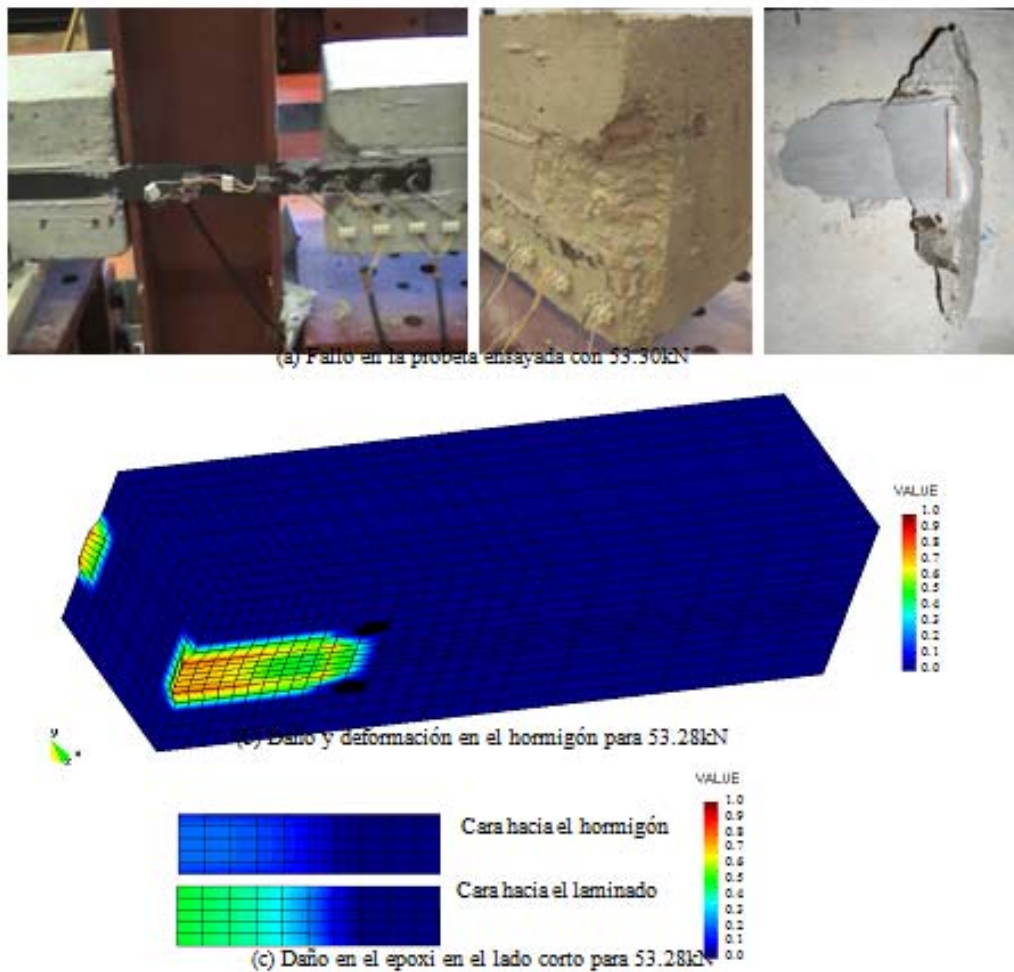


Figura 5 Daño en el bloque de hormigón y en el adhesivo

Como la zona reforzada con mayor daño es la de los bordes superior e inferior, en la figura 6 se muestra la evolución del daño el hormigón y en el epoxi a lo largo del borde superior. En lo referente al daño en el hormigón, en la figura 6 (a) se observa que hay una distribución de daño uniforme con un 67% y que el máximo daño ocurre en el extremo donde termina el laminado dentro del bloque, con un 75% correspondiente al momento del fallo.

En lo que respecta al daño en el epoxi mostrado en la figura 6 (b) para una longitud de anclaje de 0.21m la distribución de daño no es uniforme; asimismo, el máximo daño en el epoxi ocurre en el extremo del bloque donde se adhiere el refuerzo. La poca uniformidad de la distribución de daño en el adhesivo y su concentración en el extremo se debe a que, por la corta longitud del laminado, hay una mayor concentración de tensiones.

Con lo visto en la prueba y en la simulación se ve la importancia de tener en cuenta el daño en el epoxi, lo que muestra que su comportamiento no es elástico lineal como se ha supuesto en algunas investigaciones [vii; ix; viii; xxvii].

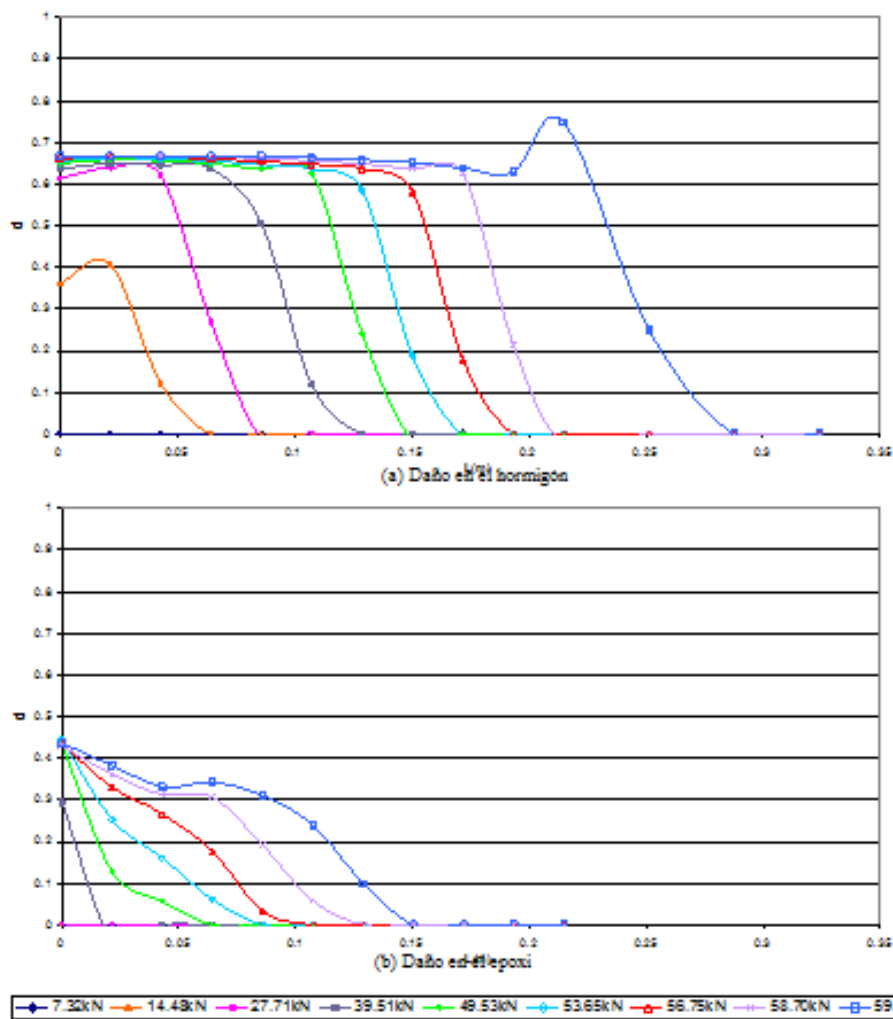


Figura 6 Daño en hormigón y en el adhesivo en el lado del laminado corto para diferentes cargas

4.5 Tensiones normales y tangenciales en la interfaz

Otra de las ventajas que tiene la teoría serie/paralelo es que durante todo el proceso de carga, permite identificar el estado de tensiones y de deformaciones, tanto en el compuesto, como en sus componentes. Debido a que el fallo se produce en la zona reforzada con el laminado corto, en este sector se analiza el comportamiento de las tensiones axiales y tangenciales del hormigón, del epoxi y del FRP en el borde superior de la zona reforzada, es decir, a una altura de 0.15m de la base del bloque.

En la figura 7 se muestran las tensiones axiales y tangenciales en el hormigón. En lo que respecta a las tensiones axiales, en la figura 7 (a) se observa que, hasta una carga aplicada de 14.48kN, la mayor tensión se presenta en el extremo donde se adhiere el CFRP. Luego, como señal del deslizamiento, para los otros niveles de carga, la máxima tensión, con valores entre 1.85MPa y 2.0MPa, se produce a lo largo de la zona reforzada hacia el extremo donde termina el FRP. Finalmente para la carga de fallo, hay una tensión de 2.31MPa a 0.04m del refuerzo, lo que muestra la pérdida de capacidad de la zona reforzada.

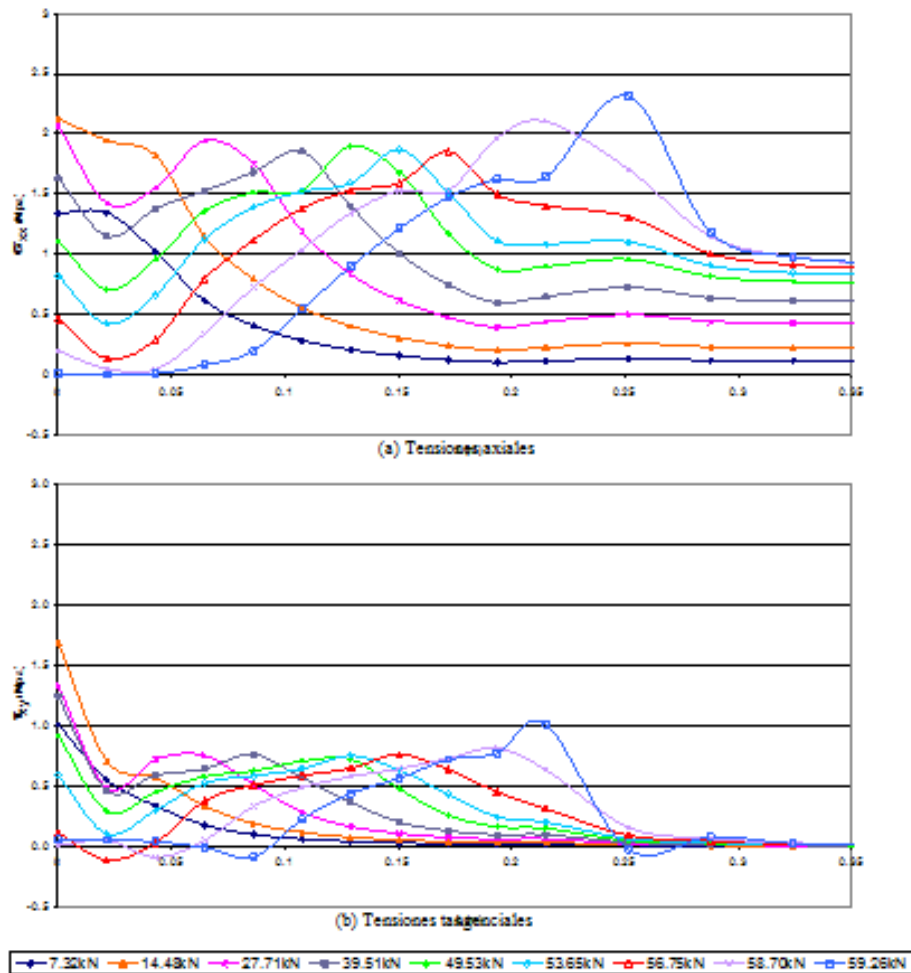


Figura 7 Distribución de las tensiones en el Hormigón en el lado del laminado corto

Referente a las tensiones tangenciales indicadas en la figura 7 (b), se observa que para los diferentes niveles de carga hasta 49.53kN, las mayores tensiones ocurren en el extremo donde se adhiere el FRP, donde se alcanza la máxima tensión de 1.68MPa con una carga de 14.48kN. Luego, para niveles de carga superiores a 49.53kN, las mayores tensiones están entre 0.75MPa y 0.80MPa, y se producen a lo largo de la zona con refuerzo hacia el otro extremo laminado. Finalmente, con la carga última, donde finaliza el refuerzo, la tensión se incrementa a 1.0MPa.

Al analizar las gráficas de la figura 7 se deduce que el comportamiento del hormigón en la interfaz corresponde a la acción conjunta de las tensiones tangenciales y axiales. Para los primeros niveles de carga (hasta 39.66kN), las tensiones tangenciales alcanzan valores entre un 67% y un 89% de las tensiones axiales y luego, para los otros niveles, equivalen entre un 38% y un 48%. Además, se aprecia que las tensiones tangenciales tienen mayor incidencia en el daño que ocurre en el extremo del bloque de hormigón que en el lado donde termina el CFRP.

En la figura 8 se observan las tensiones axiales y tangenciales en el epoxi, en la interfaz con el FRP donde se produce un mayor índice de daño. En la figura 8 (a) se ve que las mayores tensiones axiales ocurren a 0.025m de donde se adhiere el CFRP, hasta una carga de 49.53kN. Luego las mayores tensiones se dan a 0.05m, donde se alcanza la tensión máxima de 23.3MPa para la carga última de 59.26kN. Por otro lado, al incrementarse el nivel de carga en el epoxi, se amplía el área de desarrollo de las tensiones.

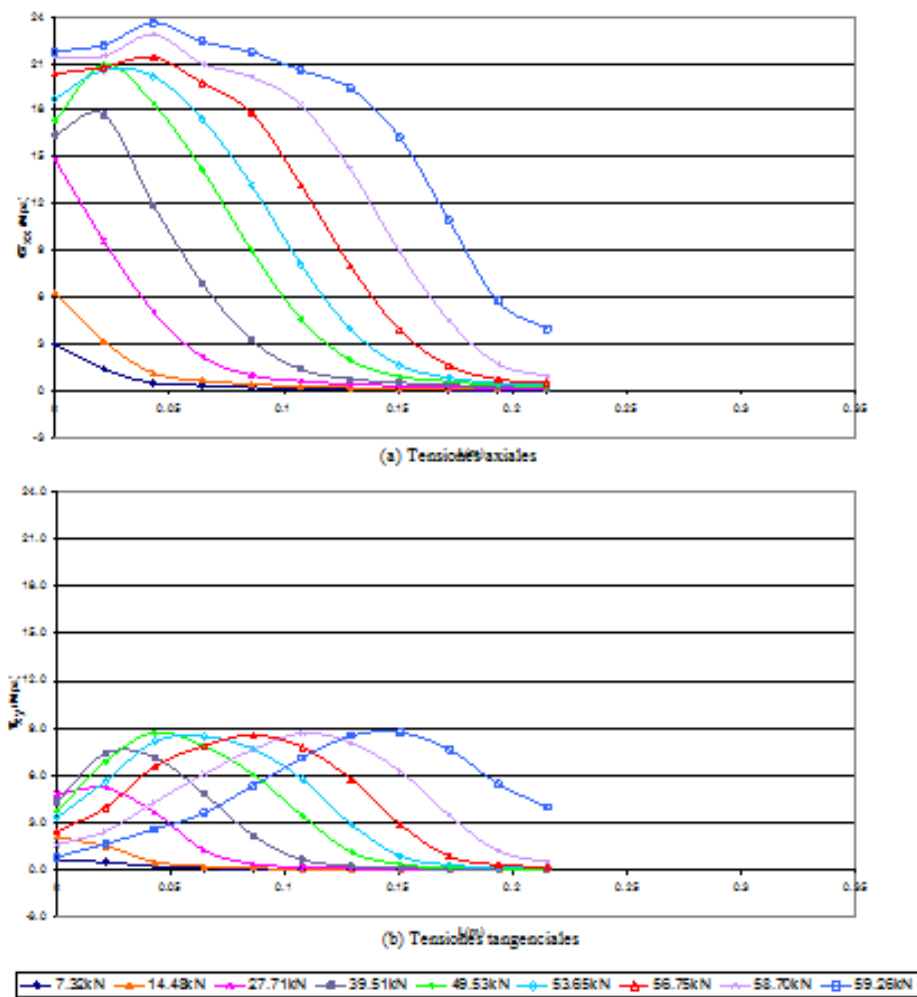


Figura 8 Distribución de las tensiones en el epoxi en el lado del laminado corto

La evolución de las tensiones tangenciales en el epoxi es aproximadamente parabólico, tal y como puede verse en la figura 8 (b). Inicialmente hasta una carga de 27.71kN, las mayores tensiones se presentan en el extremo del bloque. Luego, a medida que se incrementa la carga, el sector en el que se desarrollan las mayores tensiones (entre 8.50MPa y 8.80MPa), va cambiando hacia el otro extremo donde termina el laminado.

Las tensiones tangenciales alcanzan valores entre un 34% y un 42% de las tensiones axiales, por lo que el comportamiento del epoxi depende de la acción conjunta de las tensiones tangenciales y axiales. Sin embargo, el porcentaje de participación de las tensiones tangenciales en el epoxi es menor que en el hormigón. Al comparar la evolución de las tensiones con el daño en el epoxi, se observa que la longitud de adherencia de 0.21m es insuficiente para que se desarrolle toda la capacidad del CFRP, ya que el daño se concentra en el inicio de la zona.

En la figura 9 se muestran las tensiones axiales y tangenciales en el CFRP. Las tensiones axiales en el laminado observadas en la figura 9 (a), tienen una tendencia casi lineal hasta una fuerza de 53.65kN y, después tienen una distribución semi-parabólica. Para los diferentes niveles de carga, la mayor tensión ocurre en el extremo donde se adhiere el laminado y la menor se produce donde finaliza el refuerzo.

Las tensiones tangenciales en el laminado tienen una distribución de tensiones parabólica, tal y como se muestra en la figura 9 (b). Para cargas menores o iguales a 14.48kN, la mayor tensión se presenta en el extremo donde se adhiere el laminado; luego

ocurre a 0.05m hasta una carga de 39.66kN. Para los otros niveles, el sector con la mayor tensión cambia y la longitud de distribución aumenta, manteniendo un valor de máxima tensión tangencial entre 12.0MPa y 12.5MPa.

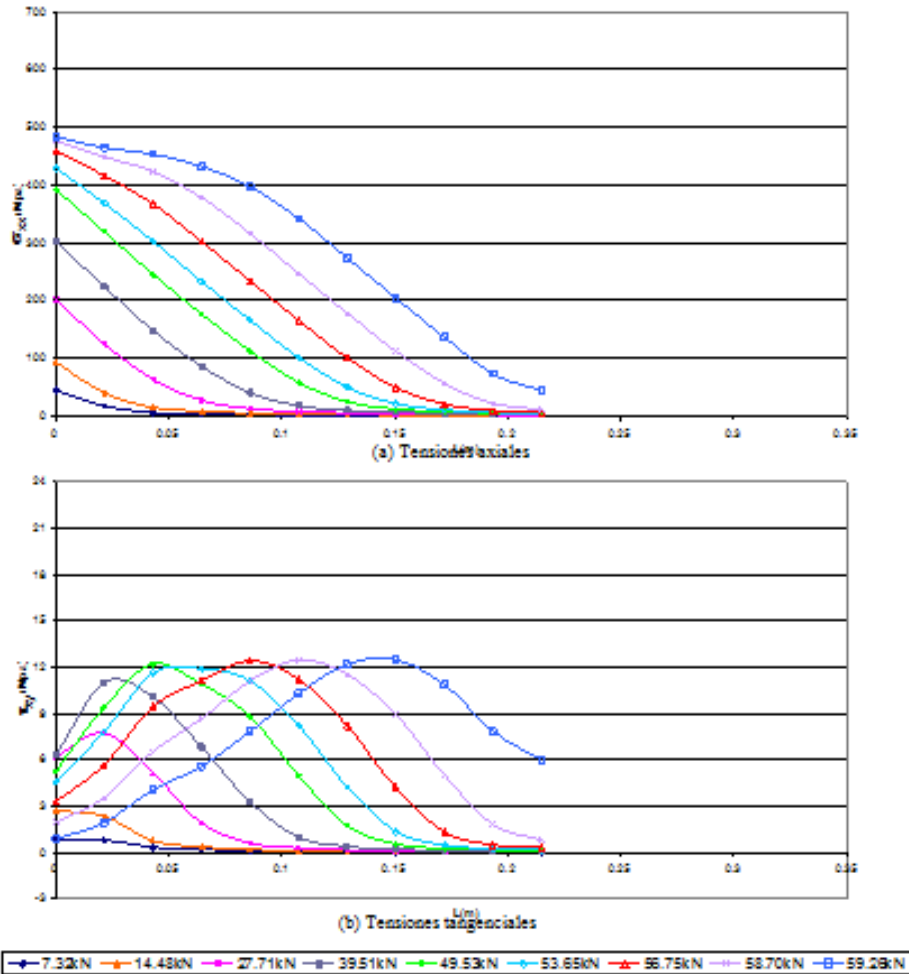


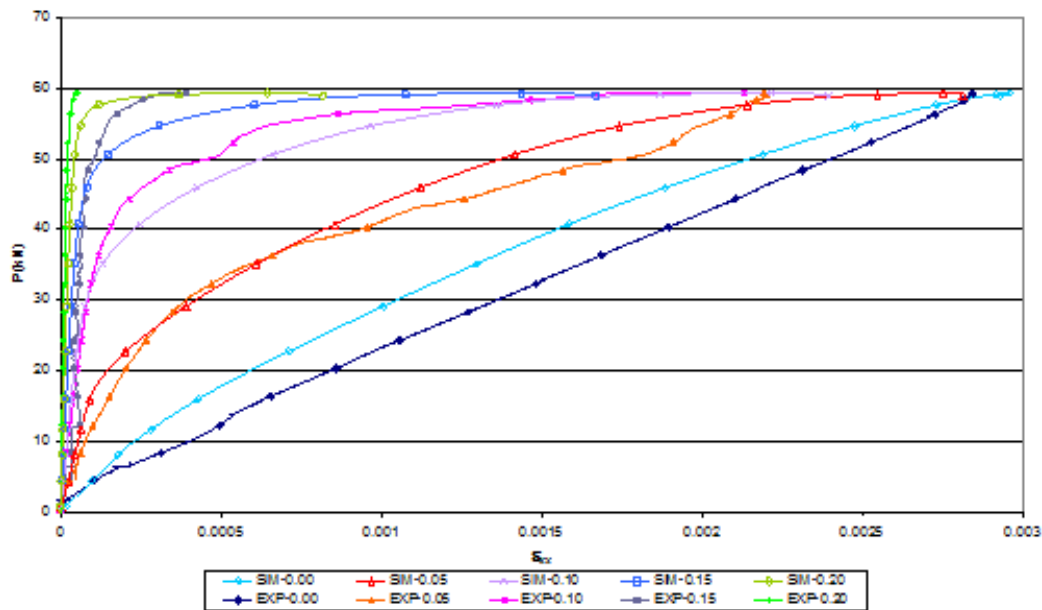
Figura 9 Distribución de las tensiones en el laminado del lado del laminado corto

Al comparar las dos gráficas de la figura 9 se puede ver como en la zona donde termina el laminado, las tensiones axiales y tangenciales son bajas en el CFRP incluso para la carga de fallo, lo que indica que no se alcanza a desarrollar la capacidad del FRP. Por otra parte, ya que las tensiones tangenciales son desde un 2% hasta un 4% de las tensiones axiales, se evidencia que el CFRP está solicitado básicamente por acciones axiales.

Al comparar la distribución de tensiones y su magnitud, se observa que las tensiones tangenciales máximas en el hormigón para cargas mayores a 39.51kN están entre un 6% y un 8% de las tensiones en el laminado, mientras que con respecto a las tensiones axiales la relación es menor a un 0.1%. Por lo tanto, el epoxi, al no ser tan resistente como el laminado y al tener mayor resistencia que el hormigón, debe tener la capacidad suficiente para garantizar que las tensiones se transmitan y distribuyan en forma adecuada desde el laminado al hormigón.

Coincidiendo con lo encontrado por Chen y Pan [xxvii], en la simulación realizada en este artículo, al observar el comportamiento del hormigón, del adhesivo y del FRP, se concluye que en la simulación tridimensional, la contribución de las tensiones axiales y tangenciales es diferente a lo indicado en los estudios en los que se ha considerado el estado plano de tensiones. En lo que respecta al comportamiento de la interfaz, en el hormigón y en el epoxi, tanto las tensiones tangenciales como las tensiones axiales tienen un porcentaje de participación significativo, mientras que en el FRP predominan las tensiones axiales.

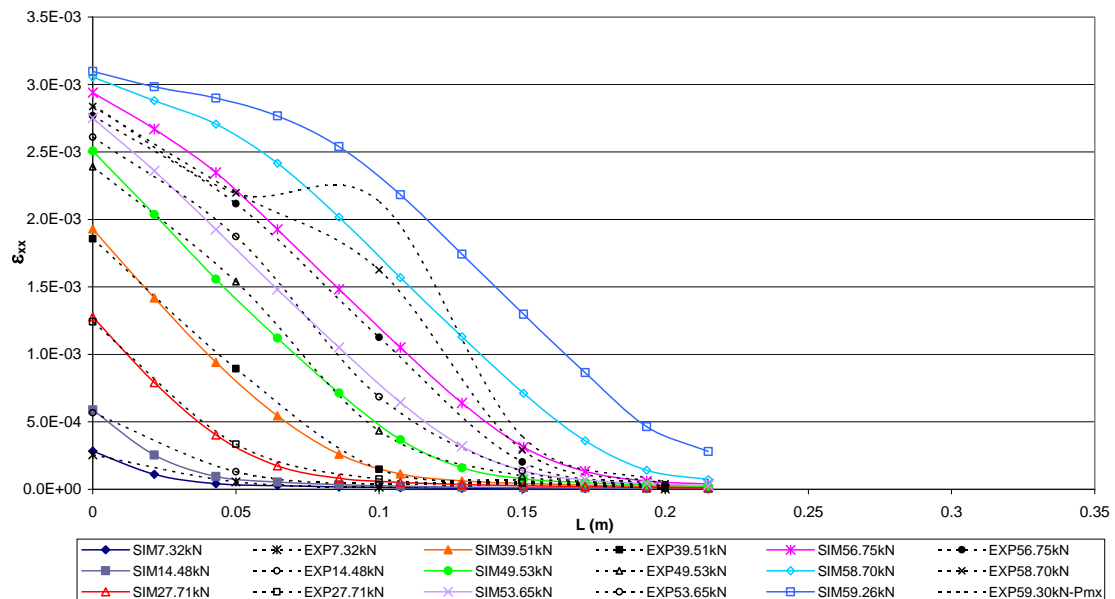
4.6 Deformaciones



Sim: simulación numérica exp: experimental

Figura 10 Evolución de las deformaciones E_{xx} en el compuesto [xviii]

En la figura 10 se presentan las deformaciones en el compuesto de acuerdo con la ubicación de las galgas en la probeta. Se observa la similitud que existe entre la evolución de las deformaciones medidas en el ensayo y la obtenida en la simulación a 0.05m, 0.10m, 0.15m y 0.20m del extremo donde se adhiere el refuerzo. No obstante para 0.0m, con la galga se obtuvo una respuesta lineal diferente a lo calculado mediante el modelo numérico, pero la pendiente es parecida. Esto probablemente se debe al hecho de que la galga se encuentra en la frontera de la zona de adherencia del laminado, mientras que el punto de Gauss analizado está dentro del laminado adherido al hormigón. En este caso, en general, se puede decir que en la simulación y en la prueba experimental, el compuesto tiene una relación de carga deformación similar.



Sim: simulación numérica exp: experimental

Figura 11 Distribución de las deformaciones en el compuesto E_{xx} [xviii]

En la figura 11 se muestra la distribución de deformaciones obtenida mediante la simulación numérica y el ensayo de laboratorio a lo largo del centro del laminado para los diferentes niveles de carga. Se observa que hasta la carga de 56.75kN el comportamiento es similar; a partir de este valor, el modelo no simula el aumento excesivo de deformación que ocurre a 0.10m del extremo. Dicho incremento experimentalmente indica la flexión local del laminado a causa de una fisuración localizada. Sin embargo, esta pequeña discrepancia no es relevante frente a todas las ventajas que tiene el uso de la teoría serie/paralelo en el análisis de materiales compuestos.

5. CONCLUSIONES

- Debido a que el deslizamiento entre el FRP y el hormigón se produce porque sobrepasa la resistencia de la interfaz o del hormigón y, que en ningún caso, se supera la resistencia del laminado, el FRP no se está aprovechando eficientemente como refuerzo en elementos de hormigón. La mayoría de las investigaciones están enfocadas a resultados experimentales, que si bien han mostrado aportes importantes, no han resuelto incertidumbres esenciales del comportamiento de la interfaz y de la pérdida de la adherencia. Consecuentemente, es necesario utilizar la simulación numérica como una herramienta complementaria a la experimentación, para darle al proyectista estructural un instrumento que le permita mejorar el cálculo de los elementos de hormigón armado reforzados con FRP.
- En este trabajo a través de la teoría serie/paralelo se estudia el comportamiento de la interfaz hormigón-epoxi-CFRP y se comparan los resultados con los obtenidos en un ensayo. Igualmente, se modeliza el adhesivo que es susceptible al daño y se considera su comportamiento no lineal. Además, es importante utilizar modelos tridimensionales, ya que permiten calcular el proceso de fallo de una forma integral. No obstante, se requiere de una formulación que permita simular de una forma mas adecuada el deslizamiento localizado que puede existir en algunos sectores de la interfaz.
- La teoría serie/paralelo es una herramienta versátil para analizar el comportamiento de materiales compuestos y de sus componentes dentro de una estructura. Por una parte permite que cada componente del compuesto se analice mediante la ecuación constitutiva que sea mas conveniente para predecir su comportamiento (elasticidad, plasticidad, daño etc.), y por otra, al calcular el comportamiento del material compuesto en cada punto de Gauss, lo acopla al resto del mallado, definiendo a su vez, el comportamiento global de la estructura. Por tanto, esta herramienta numérica conlleva un mejor análisis de estructuras con materiales compuestos sin ocasionar excesivos costos computacionales, ya que permite el uso de diferentes tipos de no linealidades y utiliza un único mallado para el análisis de la estructura, de los materiales compuestos y de sus componentes.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido apoyado por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España a través de los proyectos "RECOMP", Ref. BIA2005-06952, "DECOMAR", Ref. MAT2003-08700-C03-02 y "DELCOM", Ref. MAT2008-02232/MAT; por el Ministerio de Fomento de España a través del proyecto "Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado con Materiales Compuestos"; por "AIRBUS" (España), por el Contrato Nro. PBSO-13-06 "FEMCOM", por "ACCIONA Infraestructuras" (España) a través de los proyectos "CETIC", "Sphera" y "Prometeo"; por Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID), Ref. A/012257/07; por programa Alþan, Programa de Becas de Alto Nivel de la Unión Europea para América Latina, beca Nº E06D101053CO; por el Centro Internacional para los Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), España y por el laboratorio CER-LITEM del Departamento de Resistencia de Materiales de la Universidad Politécnica de Catalunya, Terrassa, España.

BIBLIOGRAFÍA

- [i] A. Nanni. *North American design guidelines for concrete reinforcement and strengthening using FRP: Principles, applications and unresolved issues*. Construction and Building Materials 17(6–7)(2003) 439–446.
- [ii] F. Rastellini. *Modelización numérica de la no-linealidad constitutiva de laminados compuestos*. Ph.D. thesis. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España (2006).
- [iii] CIMNE. PLCDYN Manual: *Código termomecánico no lineal de elementos finitos dirigido a estudiantes de PhD*. Universidad Politécnica de Cataluña–UPC. Barcelona, España (1991–2008).
- [iv] L.C. Hollaway. *The evolution of and the way forward for advanced polymer composites in the civil infrastructure*. Construction and Building Materials 17 (6–7) (2003) 365–378.
- [v] S.S. Pendhari, T. Kant, M.Y. Desai. *Application of polymer composites in civil construction: A general review*. Composite Structures 84 (2) (2007) 114–124.
- [vi] V.M. Karbhari. *Materials considerations in FRP rehabilitation of concrete structures*. Journal of Materials in Civil Engineering. ASCE 13 (2) (2001) 90–97.
- [vii] R. Perera, A. Recuero, A.D. Diego, C. López. *Adherence analysis of fiber reinforced polymer strengthened RC beams*. Computers and Structures 82 (23–26) (2004) 1865–1873.
- [viii] Z.J. Yang, J.F. Chen, D. Proverbs. *Finite element modelling of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams*. Construction and Building Materials 17 (1) (2003) 3–13.
- [ix] X. Z. Lu, L. P. Ye, J. G. Teng, J. J. Jiang. *Meso-scale finite element model for FRP sheets/plates bonded to concrete*. Engineering Structures 27 (4) (2005) 564–575.
- [x] H. Niu, Z. Wu. *Numerical analysis of debonding mechanisms in FRP –strengthened RC beams*. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering 20 (5) (2005) 354–368.
- [xi] H. Niu, Z. Wu. *Effects of FRP-concrete interface bond properties on the performance of RC beams strengthened in flexure with externally bonded FRP sheets*. Journal of Materials in Civil Engineering. ASCE 18 (5) (2006) 723–731.
- [xii] H. Niu, V. M. Karbhari, Z. Wu. *Diagonal macro-crack induced debonding mechanisms in FRP rehabilitated concrete*. Composites Part B: Engineering 35 (7–8) (2006) 627–641.
- [xiii] Z. Wu, J. Yin. *Fracturing behaviors of FRP-strengthened concrete structures*. Engineering Fracture Mechanics 70 (10) (2003) 1339–1355.
- [xiv] X.Z. Lu, J.J. Jiang, J.G. Teng, L.P. Ye. *Finite element simulation of debonding in FRP-to-concrete bonded joints*. Construction and Building Materials 20 (6) (2006) 412–424.
- [xv] U. A. Ebead, K.W. Neale. *Mechanics of fibre-reinforced polymer-concrete interfaces*. Canadian Journal of Civil Engineering 34 (3) (2007) 367–377.
- [xvi] C. A. Coronado, M. M. López. *Damage approach for the prediction of debonding failure on concrete elements strengthened with FRP*. Journal of Composites for Construction ASCE 11 (4) (2007) 391–400.
- [xvii] T. Ueda, R. Yamaguchi, K. Shoji, Y. Sato. *Study on behaviour in tension of reinforced concrete members strengthened by carbon fiber sheet*. Journal of Composites for Construction ASCE 6 (3) (2002) 168–174.

-
- [xviii] M. Molina. *Estudio numérico de la adherencia de los materiales compuestos como refuerzo en estructuras de hormigón armado*. Master en Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España (2009).
- [xix] X. Martinez. *Micro-mechanical simulation of composite materials using the serial/parallel mixing theory*. Ph.D. thesis. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España (2008).
- [xx] S. Oller. *Simulación Numérica del Comportamiento Mecánico de los Materiales Compuestos*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería-CIMNE, Barcelona, España (2003).
- [xxi] E. Car, F. Zalamea, S. Oller, J. Miquel, E. Oñate. *Numerical simulation of fiber reinforced composites-Two procedures*. International Journal of Solids and Structures 39 (7) (2002) 1967–1986.
- [xxii] E. Car, S. Oller, E. Oñate. *Tratamiento Numérico de Materiales Compuestos Monografía CIMNE No.57*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería – CIMNE, Barcelona, España (2000).
- [xxiii] S. Oller, S. Botello, J. Miquel, E. Oñate. *An anisotropic elastoplastic model based on an isotropic formulation*. Engineering Computations 12 (3) (1995) 245–262.
- [xxiv] F. Rastellini, S. Oller, O. Salomon, E. Oñate. *Composite materials non-linear modelling for long fibre-reinforced laminates: Continuum basis, computational aspects and validations*. International Journal of Computers & Structures 86 (9) (2008) 879–896.
- [xxv] X. Martínez, S. Oller, F. Rastellini, A. Barbat. *A numerical procedure simulating RC structures reinforced with FRP using the serial/parallel mixing theory*. Computers and Structures 86 (15–16) (2008) 1604–1618.
- [xxvi] M. Nehdi, A.E. Damatty, R. Rahimi. *Investigation on lap-joint behaviour of GFRP plates bonded to silica fume and rice husk ash concrete*. International Journal of Adhesion & Adhesives 23(4)(2003) 323–333.
- [xxvii] J.F. Chen, W. Pan. *Three dimensional stress distribution in FRP-to-concrete bond test specimens*. Construction and Building Materials 20 (1–2) (2006) 46–58.

NORMAS PARA LA PRESENTACIÓN DE ARTÍCULOS EN LA REVISTA INTERNACIONAL DE INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS

- 1. Todo trabajo debe ser inédito y se enviará al Comité Editor de la revista, el cual decidirá su aceptación o rechazo en función de un arbitraje realizado por especialistas en el área.*
- 2. Es responsabilidad del autor obtener permiso para utilizar material que ya haya aparecido en otra publicación.*
- 3. Los autores deberán suministrar sus artículos en disquetes o Cds y una copia impresa, todo en formato WORD. El ancho de todos los márgenes será de 2.5 cm.*
- 4. Arial será el tipo de letra a utilizarse para la elaboración de los artículos.*
- 5. El formato del título principal será: tamaño 16, negrita, centrado.*
- 6. Se deberá incluir el nombre del autor o autores en tamaño 10, negrita; en una línea. En las siguientes se indicará la institución donde trabaja con la dirección respectiva en tamaño 9 normal. Todo esto justificado a la izquierda.*
- 7. A continuación vendrá el Resumen en español y en inglés, la palabra Resumen o Abstract va centrado con negrilla en tamaño 12. El texto va en tamaño 10. La extensión máxima del Resumen es de 200 palabras.*
- 8. Los Apartados del artículo irán numerados escritos con letras mayúsculas de tamaño 12 y en negrita. Los Subapartados se escribirán con minúsculas con tamaño 11 en negrita. El texto propiamente del artículo será escrito en tamaño 10 normal. Cada comienzo de oración tendrá una sangría de 1.25 cm. Antes y después de cada Apartado o Subapartado se deberá dejar dos espacios en blanco. Por otro lado entre párrafos se dejará un espacio en blanco.*
- 9. No puede quedar al final de página, un título de Apartado o Subapartado seguido con dos líneas de escritura*
- 10. Los gráficos, figuras o fotos se numerarán y señalarán con la palabra **Figura**. Los cuadros y tablas se han de numerar independientemente de las figuras y se han de señalar con la palabra **Tabla**. Todos ellos se presentarán incluidos en el texto principal con la mejor calidad posible.*
- 11. Las referencias serán numeradas en orden alfabético de apellidos y se presentarán al final del artículo, incluyendo estrictamente el siguiente orden: Apellidos, Nombres, Año, Título, Revista, Número, Páginas que comprende y País. Toda referencia deberá tener una cita en el texto mediante el apellido y el año*
- 12. Se recomienda numerar las fórmulas entre paréntesis y con alineación hacia la derecha. Las fórmulas o ecuaciones van centradas.*
- 13. Lo no previsto en estas pautas será decidido por el Comité Editor de la Revista.*